

INSTITUT FÜR BAUSTOFFKUNDE UND STAHLBETONBAU
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG
DIREKTOR: PROF. DR.-ING. K. KORDINA



Untersuchungen über die Bewehrungsführung
in geknickten Treppenlaufplatten

Abschlußbericht

erstattet von

o.Prof. Dr.-Ing. K. Kordina
Dipl.-Ing. G. Wiedemann

Braunschweig, Oktober 1976

Postsendungen:
33 Braunschweig, Beethovenstraße 52
Erfüllungsort und Gerichtsstand Braunschweig

Fernsprecher: (0531) 391 2281

Fernschreiber: 9 52 698 ibstb d

Zur Vermeidung von Verzögerungen wird dringend gebeten, Zuschriften nur an das Institut zu richten, nicht aber an einzelne Mitarbeiter.

I n h a l t s v e r z e i c h n i s

1. Problemstellung
 2. Spannungsverteilung im Knickbereich nach der Elastizitätstheorie
 3. Beschreibung der Versuchskörper
 4. Baustoffe und Herstellung
 5. Versuchsdurchführung
 - 5.1. Versuchseinrichtung
 - 5.2. Laststufen und Messungen
 6. Rechenwerte
 - 6.1. Versuchsschnittgrößen
 - 6.2. Rechnerische Schnittgrößen
 7. Versuchsergebnisse
 - 7.1. Tragverhalten, Bruchlasten
 - 7.2. Durchbiegungen
 - 7.3. Änderung des Knickwinkels
 - 7.4. Verschiebung der Schenkkelenden
 - 7.5. Rißbreiten, Rißabstände, Rißentwicklung
 8. Zusammenfassung
-
- | | |
|---------------|---|
| Anlagen 1 - 6 | Versuchskörperabmessungen, Bewehrungsführung |
| Anlage 7 | Sieblinien der Zuschlagstoffe |
| " 8 | Frisch- und Festbetoneigenschaften |
| " 9 | Prüfung von Betonrippenstahl |
| " 10 | Versuchsschnittgrößen |
| " 11 | Berechnung der zulässigen Gebrauchslasten und der rechnerischen Bruchlasten |
| " 12 | Zusammenstellung der Versuchsergebnisse |
| " 13 - 15 | Meßwerte |
| " 16 - 22 | maximale Durchbiegung der Versuchskörper |
| " 23 - 29 | Dehnungen im Knickbereich
Öffnung des Knickwinkels |
| " 30 | Verschiebung der freien Schenkkelenden |
| " 31 | Rißbreiten T6 |
| " 32, 33 | Betondehnungen in der Zugzone (T6) |
| " 34 - 36 | Rißentwicklung |
| " 37 | Rißabstände |
| " 38 | Rißbreiten der Querrisse |
| " 39 | Rißbilder im Bruchzustand |
| " 40 - 49 | Fotos |

1. Problemstellung

Abgeknickte Biegeglieder treten bei vielerlei Bauaufgaben auf. Die normalerweise zu ihrer Berechnung angewandte "linearisierte" Balkentheorie ist in solchen Fällen nicht mehr ausreichend, da sich im Knickbereich, wie elastizitätstheoretische Spannungsuntersuchungen zeigen, ein zweidimensionaler Spannungszustand einstellt.

Im Stahlbetonbau ergeben sich zusätzliche Probleme bei der konstruktiven Ausbildung dieser Eck- oder Knickbereiche im Zusammenhang mit der Bewehrungsführung. Die Kräfte im Druck- und Zuggurt erfahren eine Richtungsänderung; die hierzu erforderlichen Umlenkkräfte müssen in die Überlegungen mit einbezogen werden.

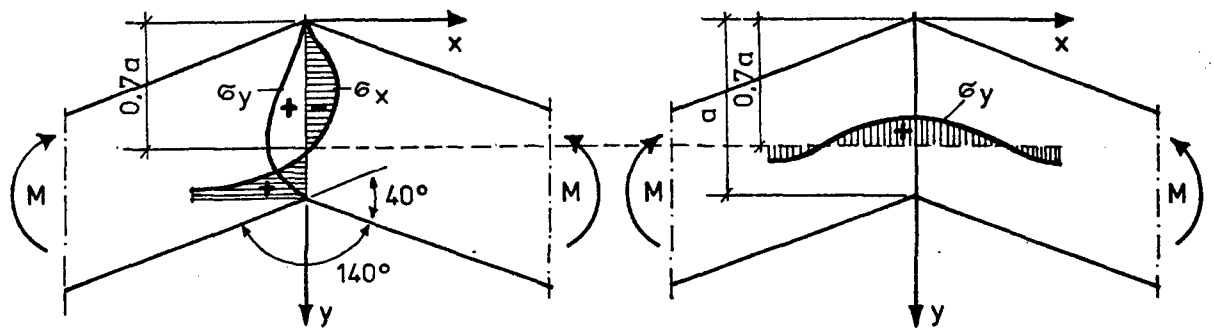
Besonderes Augenmerk verdienen abgewinkelte Biegeglieder, die infolge einer Momentenbeanspruchung auf der "Innenseite" auf Zug beansprucht werden. Die aus der Umlenkung der Druckgurtkräfte resultierenden Abtriebskräfte sind Zugkräfte und daher durch Bewehrung aufzunehmen, um ein Absprengen der außenliegenden Ecke zu vermeiden. Die Zuggurtkräfte können i.a. nicht durch eine durchlaufende Bewehrung aufgenommen werden, sondern erfordern einen "Stoß" im Knickbereich mit einer sich kreuzenden Bewehrungsanordnung, die zugleich eine einwandfreie Verankerung der Bewehrungsenden gewährleisten muß.

Geringe Bauhöhen bei geknickten Platten, wie sie u.a. bei Treppenhäufen vorkommen, bereiten naturgemäß infolge ihrer geringen Nutzhöhe besondere konstruktive Schwierigkeiten. Die Entwicklung zu immer schlankeren Querschnitten, höheren Bewehrungsgehalten und höheren Stahlgüten sowie entsprechend erhöhten zulässigen Stahl- und Betonspannungen veranlaßte eine Überprüfung der bisher üblichen Bewehrungsformen, die in den zur Zeit gültigen Vorschriften, Richtlinien oder Empfehlungen anzutreffen sind.

2. Spannungsverteilung im Knickbereich nach der Elastizitätstheorie

Spannungsverteilungen im Knickbereich, wie sie nach der Elastizitätstheorie ermittelt werden, gelten für den Stahlbeton nur im ungerissenen Zustand (Zustand 1). Sie liefern dennoch einige Anhaltspunkte über das Tragverhalten und eine wirkungsvolle Bewehrungsführung.

Die folgende Abbildung zeigt qualitativ die Spannungsverläufe im Eckbereich einer Platte mit einem Knickwinkel von 40° unter pos. Momentenbelastung.



Spannungsverläufe im Eckbereich

3. Beschreibung der Versuchskörper

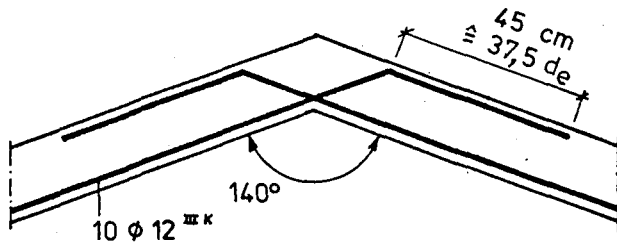
Es wurden 6 Versuche an Treppenlaufplatten unter pos. Momentenbelastung durchgeführt. Versuchskörper waren 1,00 m breite Platten mit einem Knickwinkel von 40° und einer Dicke von ca. 12 cm. Die äußeren Abmessungen der Versuchskörper sowie Form und Anzahl der Bewehrungsstäbe sind aus den Anlagen 1 bis 6 ersichtlich.

Als Längsbewehrung wurde für alle Versuche Betonstabstahl BSt 42/50 RK (IIIK) $\varnothing 12$ verwendet, als Querbewehrung $\varnothing 8$ IIK a = 25 cm. Der auf die Betonfläche b · d bezogene Bewehrungsgrad betrug $\sim 1\%$. Zur Anwendung könnten derart hoch bewehrte Treppenlaufplatten z.B. im Fertigteilbau kommen.

Bei der Bewehrungsführung der Versuchskörper wurde im einzelnen von folgenden Überlegungen ausgegangen:

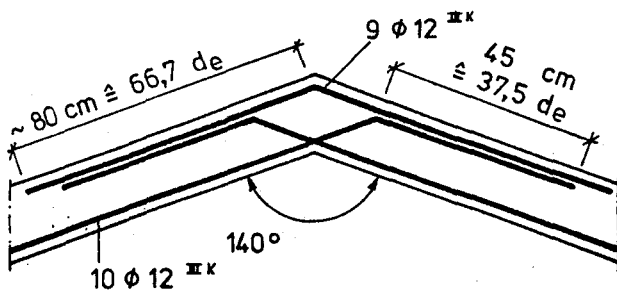
T 1 Für den ersten Versuchskörper wurde die einfachste und in der Praxis am häufigsten ausgeführte Bewehrungsform mit sich

kreuzender Hauptbewehrung gewählt, die in der Druckzone des Knickbereiches mit ~ 45 cm verankert wurde, um zu hohe Spannungskonzentrationen infolge zu hoher Verbundspannungen im Eckbereich und damit ein vorzeitiges Abplatzen der Ecke zu vermeiden.

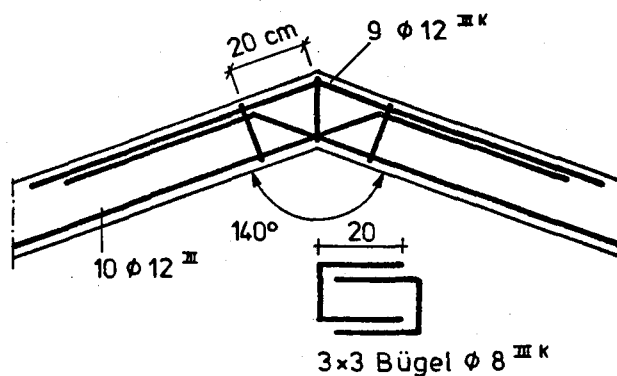


T 2 Beim zweiten Versuchskörper wurde der Gedanke verfolgt, die

Umlenkraft der Druckzone durch eine auf der Außenseite der Ecke liegende Bewehrung voll abzufangen. Die äußere Zusatzbewehrung wurde mit ihrer Verankerungslänge $3/2 a_0$ versetzt.

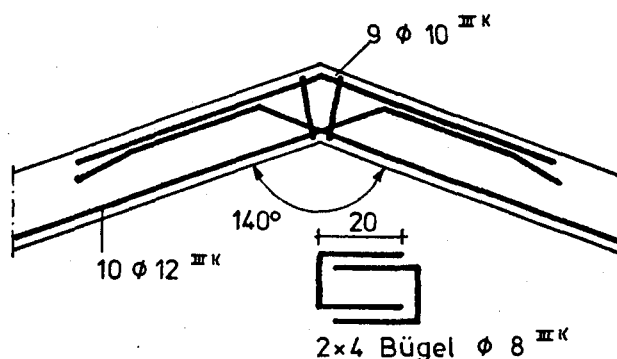


T 3 Beim dritten Versuchskörper sollte die Umlenkraft durch 9 Bügel im Eckbereich aufgenommen werden. Zur Montage dieser Bügel wurde eine obere Bewehrung angeordnet.

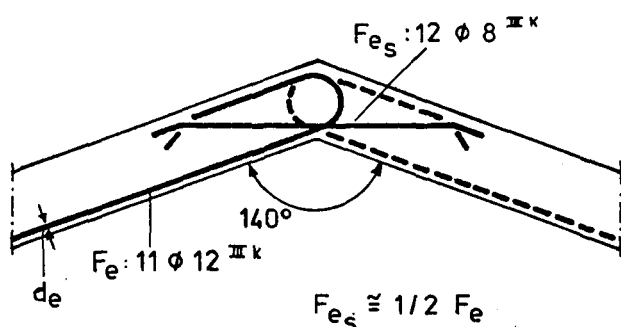


T 4 Da die Ergebnisse von Versuch T 3 nicht befriedigten, wurden

die Bügel zur besseren Aufnahme der Umlenkkräfte dichter im Eckbereich konzentriert. Die Enden der Hauptbewehrung wurden abgebogen, um zu vermeiden, daß sie die Betondeckung absprennen. Die zusätzliche Biegedruckbewehrung wurde schwächer als bei T 3 gewählt.

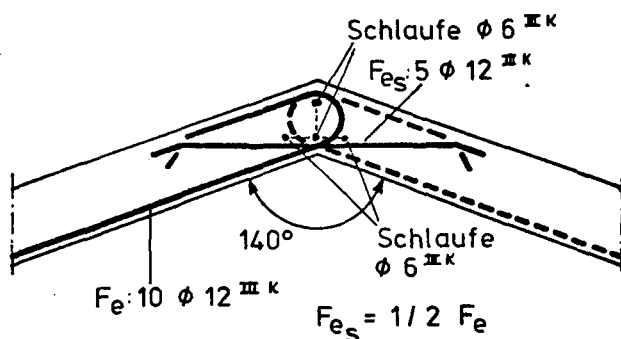


T 5 Bei den Versuchen von Ingvar H.E. Nilsson in Schweden an geknickten Balken (140° , 20/20 cm) unter positiver Momentenbelastung brachte eine schlaufenartige Bewehrungsführung mit



einem "Schrägstab" zur Verminderung des Kehlrissses gute Ergebnisse. Bei Platten mit $d = 12$ cm ergeben sich für diese Schlaufen Biegerollendurchmesser von $d_B = 6,6$ cm $\approx 5,5 d_e$ und damit hohe Umlenkpressungen.

T 6 Wie T 5 . Zur Aufnahme von Querkzug- bzw. Spaltzugkräften werden zusätzlich an beiden Enden 2 Schlaufen Ø 6 IIIK eingebaut.



4. Baustoffe und Herstellung

Für alle Versuchskörper wurde Portlandzement PZ 350 F (Teutonia) verwendet. Die Normendruckfestigkeit lag zwischen 48,4 und 49,8 N/mm².

Die Zuschlagstoffe (Kies aus Sonnenberg bei Braunschweig) wurden in 4 Korngruppen getrennt zugegeben. Die Sieblinien der Zuschlagstoffe sind auf Anlage 7 aufgetragen.

Zusammen mit den Versuchskörpern wurden jeweils eine Anzahl von Probewürfeln ($20 \times 20 \times 20$ cm³) und Zylinder ($\varnothing 15$ cm, $l = 30$ cm) hergestellt, die gleichzeitig mit den Versuchskörpern geprüft wurden. Der Anlage 8 sind die Betonzusammensetzung sowie die gemessenen Frisch- und Festbetoneigenschaften zu entnehmen.

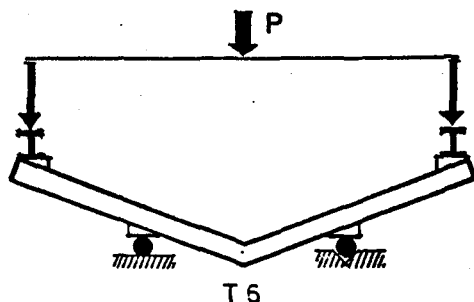
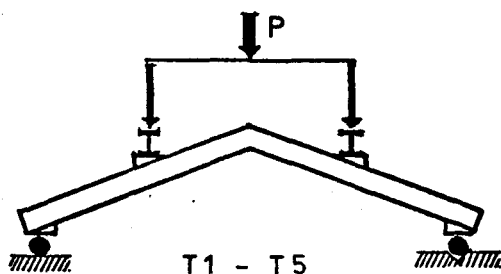
Bei allen 6 Versuchen wurde Betonstahl BSt 42/50 RK (IIIK) verwandt. Die in Zugversuchen ermittelten Festigkeitseigenschaften der Stähle für die Versuche T 5 und T 6 sind auf Anlage 9 zusammengestellt.

Als Schalung wurden Betonplanplatten verwendet. Die Versuchskörper wurden stehend (wie Wände) betoniert. Die Betonverdichtung erfolgte durch Innenrüttler. Nach zwei Tagen wurden die Körper ausgeschalt, bis zum 7. Tag unter feuchten Tüchern und anschließend bis zur Prüfung in einer Prüfhalle bei ca. 20°C gelagert.

5. Versuchsdurchführung

5.1. Versuchseinrichtung

Die Versuchskörper T 1 bis T 5 wurden nach nebenstehender Skizze gelenkig auf Rollen gelagert. Die Pressenkraft wurde mit Hilfe von 2 I-Trägern über die gesamte Breite der Platte verteilt. So ergab sich im Knickbereich also eine reine Momentenbelastung für die Treppenlaufplatte.



Der Versuchskörper T 6 wurde umgedreht aufgebaut, um die Rißentwicklung auf der Biegezugseite beobachten und Betondehnungen messen zu können.

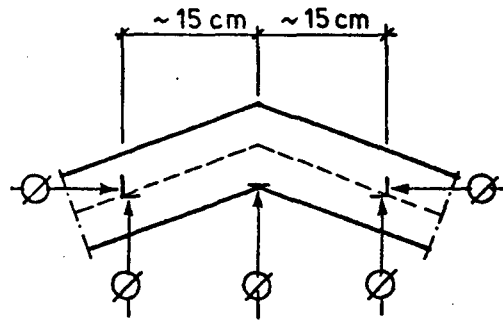
5.2. Laststufen und Messungen

Die Belastung wurde stufenweise um $P = 5 \text{ kN}$ erhöht. Kurz vor Erreichen der rechnerischen Gebrauchslast wurden 100 Lastwechsel zwischen minimaler und zulässiger Beanspruchung durchgeführt.

Die Versuchskörper T 1 und T 2 versagten allerdings schon unterhalb der zulässigen Beanspruchung, so daß keine Lastwechsel ausgeführt werden konnten.

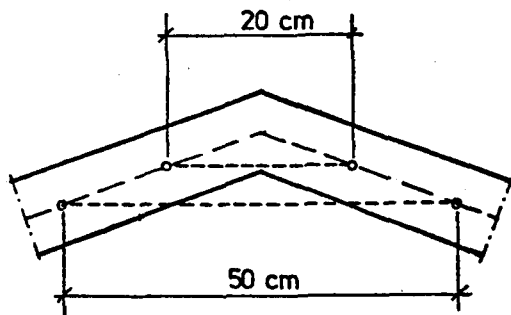
Bei jeder Laststufe wurden folgende Messungen durchgeführt:

T 1 - T 6:



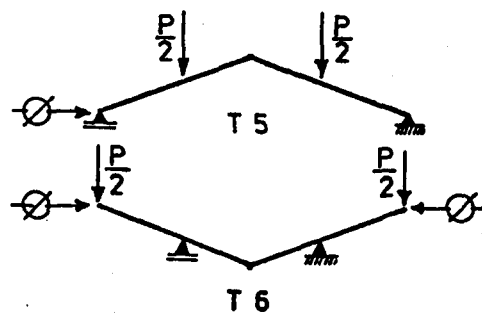
- Durchbiegung
- Durchbiegungen und Verschiebungen im Knickbereich nach nebenstehender Skizze. Meßuhren, Ablesegenauigkeit 1/100 mm

T 2 - T 6:



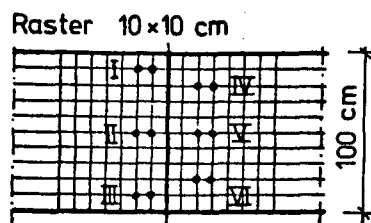
- Änderung des Knickwinkels s. Skizze
- Setzdehnungsmesser 20 bzw. 50 cm
- Ablesegenauigkeit 1/500 mm

T 5 - T 6:



- Änderung des Abstands der freien Schenkel
- Meßuhren, Ablesegenauigkeit 1/100 mm

T 6:



- Betondehnungen auf der Innenseite des Versuchskörpers (Zugzone)
- Setzdehnungsmesser 10 cm
- Ablesegenauigkeit 1/1000 mm

T 1, T 4, T 5, T 6

- Rißabstände

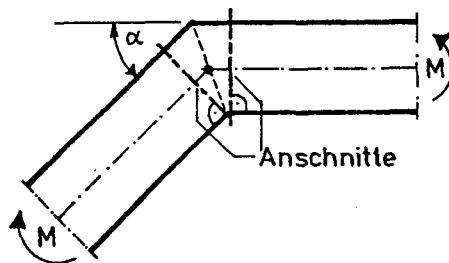
T 3, T 4, T 5, T 6

- Rißbreiten

Die bei den einzelnen Versuchen gemessenen Werte sind in den Tabellen der Anlagen 13, 14, 15, 31, 37 und 38 zusammengestellt.

6. Rechenwerte

Die Wirksamkeit einer Bewehrungsführung wird durch den Vergleich der im Versuch gemessenen Bruchschnittgrößen mit den entsprechenden rechnerischen Werten nachgewiesen. Als maßgebende Querschnitte gelten hier die sogenannten Anschnitte.



Eine Bemessung etwa in der Diagonale des Knickbereiches ist in der Praxis nicht üblich und wird daher nicht zur Beurteilung herangezogen.

6.1. Versuchsschnittgrößen

Die Momentenbelastung im Knickbereich, die sich aus Pressenlast und Eigengewicht ergab, wurde entsprechend Anlage 10 ermittelt und in Anlage 12 den rechnerischen Werten gegenübergestellt.

6.2. Rechnerische Schnittgrößen

Die rechnerischen Bruchschnittgrößen ($M_{U,R}$) wurden mit Hilfe des "Allgemeinen Bemessungsdiagrammes" (DAfStb Heft 220) nach Anlage 11 errechnet.

Die zulässige Gebrauchslast (M_{zul}) wurde aus der theoretischen Bruchlast mit dem Sicherheitsfaktor 1,75 ermittelt.

Die bei einzelnen Versuchen eingelegte Druckbewehrung blieb hierbei unberücksichtigt, da sie nur im Zusammenwirken mit Bügeln im Knickbereich die Tragfähigkeit steigern kann (s. auch Kap. Bruchursachen).

Um die z.T. unterschiedlichen Betonfestigkeiten der Versuchskörper zu berücksichtigen, wurde die tatsächliche und nicht die Nennfestigkeit der Berechnung zugrundegelegt.

Die Abminderung der Prismendruckfestigkeit gegenüber der Würfeldruckfestigkeit wurde durch den Rechenwert der Betondruckfestigkeit $\beta_R = 0,85 \beta_w$ berücksichtigt, da die Versuchsdauer im Mittel nur ca. 150 min betrug, darf der Einfluß der Dauerstandfestigkeit außer Ansatz bleiben.

Die Rechenwerte für den Betonstahl BSt 42/50 (IIIK) wurden DIN 1045 entnommen, da die tatsächliche Streckgrenze im Versuch nicht erreicht wurde.

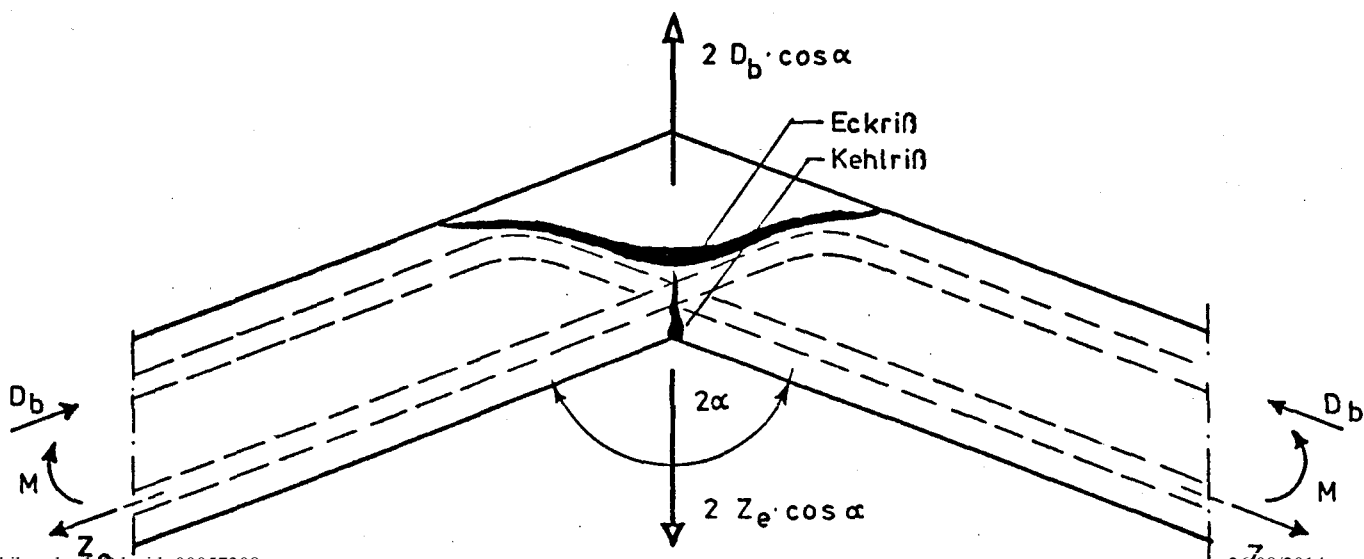
$$\sigma_{eU} = \beta_s = 420,0 \text{ N/mm}^2$$

7. Versuchsergebnisse

7.1. Tragverhalten, Bruchlasten

T 1 Das Versuchsbruchmoment $M_{U,V}$ betrug nur 56 % des rechnerischen aufnehmbaren Bruchmomentes $M_{U,R}$.

Die Biegespannung σ_x (s. Seite 2) weist an der Innenseite der Ecke eine Spitze auf, was erklärt, warum schon bei sehr geringer Belastung ein Kehlriß auftrat.



Die Zugspannungen σ_y bewirkten bei größerer Belastung des Betons einen Eckriß, der der Hauptbewehrung in ihrem Verankerungsbereich folgt, also in dem durch Verbundspannungen geschwächten Bereich verläuft. Dieser Eckriß führte zum Ab Sprengen der äußeren Ecke und damit zum Versagen.

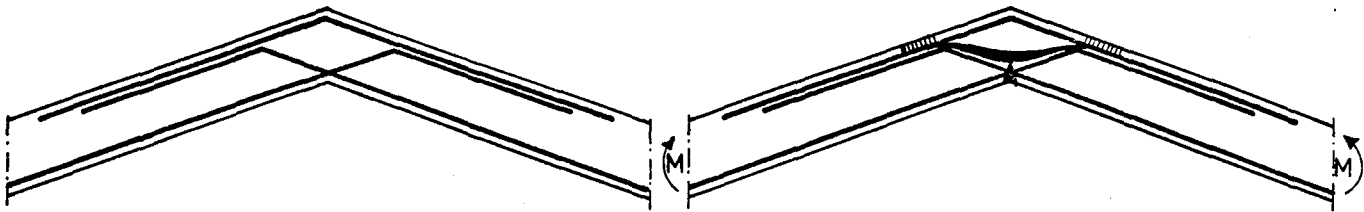
Der Bruch trat schlagartig ein.

Die Bruchfestigkeit der Ecke war also abhängig von der Zugfestigkeit des Betons.

T 2 Versuch T 2 brachte ein noch schlechteres Ergebnis als

$$T 1: \frac{M_{U,V}}{M_{U,R}} \times 100 = 48 \%$$

Aus diesem Versuchsergebnis ist zu schließen, daß eine Druckbewehrung das Auftreten eines verfrühten Bruches nicht verhindern kann. Sie ist nicht in der Lage die Umlenkkräfte aufzunehmen.



Die Druckbewehrung kann auch weder die Eckrisse noch die nachfolgenden Formänderungen verhindern. Die Bruchlast ist vorrangig abhängig von der Betonfestigkeit. Herabsetzung der Ausnutzung der Hauptbewehrung oder jener der Druckbewehrung schaffen keine Abhilfe des Problems.

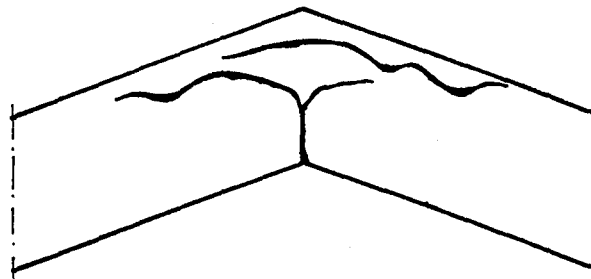
Aus diesem Grunde wurde die Druckbewehrung bei der Berechnung des rechnerischen Bruchmomentes auch nicht in Rechnung gestellt.

T 3 Wirkungsgrad: $\frac{M_{U,V}}{M_{U,R}} \times 100 = 62 \%$

Die Zugkräfte, die zum Auftreten des Eckrisses führen, können zwar durch eine zusätzliche Bewehrung in Form von Bügeln oder Schlaufen im Eckbereich aufgenommen werden, das schlechte Ergebnis dieses Versuches ist aber darauf zurückzuführen, daß diese

Bügel nicht im Eckbereich konzentriert angeordnet wurden, so daß sich wie bei den vorigen Versuchen ein Eckriß ausbilden konnte, der zum plötzlichen Versagen des Körpers führte.

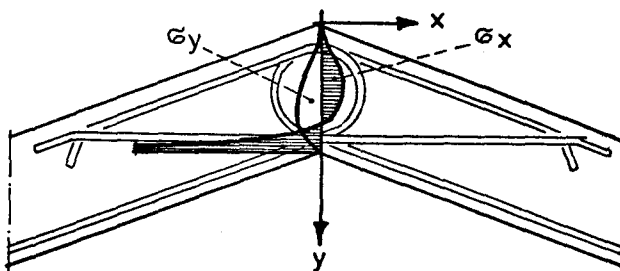
- T 4 Das Versagen trat bei 87 % der erwarteten Tragfähigkeit ein. Durch in der Ecke konzentrierte Bügel, die die Zug- und Druckbewehrung umschließen müssen, kann die Ulenkkraft also weitgehend aufgenommen werden. Diese Bügel werden im Hochbau wegen ihres schwierigen Einbaues jedoch wenig Gegenliebe finden.



Nachdem sich der Kehlriß geteilt hatte und sich zwei schräge Risse bis zum Druckbereich gebildet hatten, trat der Bruch durch einen

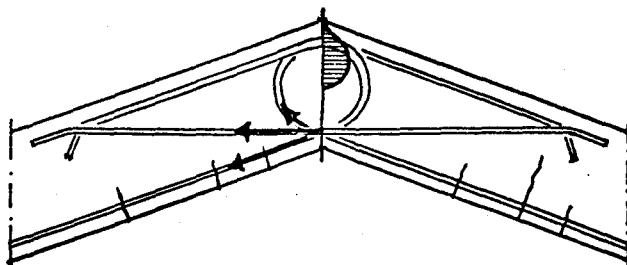
sich schlagartig bildenden Eckriß ein, der die äußere Betondeckung absprengte.

- T 5 Versuch T 5 brachte einen Wirkungsgrad von 86 %. Die theoretische Funktion der Schlaufenbewehrung wird in den folgenden Abbildungen gezeigt.



Zustand I

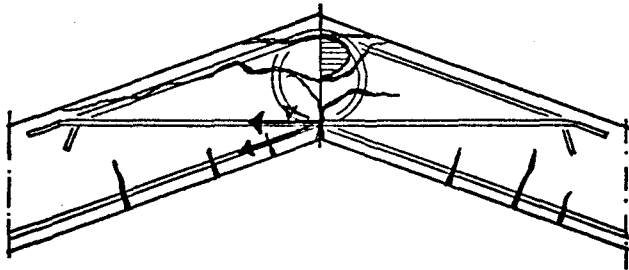
Im Zustand I folgt die Spannungsverteilung der Elastizitätstheorie (s.S. 2). Die inneren Schnittgrößen werden hauptsächlich vom Beton aufgenommen. Bei Gebrauchslast (Zustand IIa) bilden sich Risse in der Betonzugzone.



Zustand IIa

Die Zugkräfte werden auf die Bewehrungsstäbe übergeleitet. Im Zustand IIb zeigt das Rißbild einen Eckriß innerhalb

und einen außerhalb der Schlaufen. Als Folge dieses Reißverlaufes liegt die Druckzone zwischen den Eckrissen innerhalb der Schlaufen.



Zustand IIb

Der gebogene Teil der Hauptbewehrung überträgt die Zugkräfte in die Druckzone der Ecke. Dort werden sie durch Haft- und Verbundkräfte auf den Beton abgegeben. Die

Schlaufen verbinden - ähnlich wie Bügel - Druck- und Zugzone, so daß die Ecke auch gegen die Spannung σ_y widerstandsfähig wird.

- T 6 Den entscheidenden Einfluß auf das außerordentlich gute Ergebnis dieses Versuches (Wirkungsgrad 107 %) hatte mit Sicherheit die hohe Betonfestigkeit und die damit verbundenen höheren Zug- und Verbundfestigkeitseigenschaften ($\beta_w = 43,2 \text{ N/mm}^2$ gegenüber $\beta_w = 25,7 \text{ N/mm}^2$ bei T 5).

Man kann aus diesen Versuchsergebnissen schließen, daß die im Stoßbereich zur Aufnahme der Querkzug- bzw. Spaltzugspannungen eingebauten Schlaufen $\emptyset 6^{\text{IIIK}}$ für schlechte und mittlere Betongüten notwendig sind, um die rechnerische Bruchlast auch im Versuch zu erreichen. Bei Beton mit hoher Zugfestigkeit kann auf diese Schlaufen verzichtet werden.

7.2. Durchbiegung

Die maximale Durchbiegung der einzelnen Versuchskörper unter der jeweiligen Belastung zeigt Anlage 16. Im Bereich unterhalb der zulässigen Beanspruchung ergab sich bei allen Versuchen ein ähnliches Durchbiegungsverhalten. Bei rechnerischer Gebrauchslast betrug die Durchbiegung bei T 4 und T 5 ungefähr 18 mm. Bei T 6 wurden 21 mm gemessen, da die Belastung aus Eigengewicht im Knickbereich infolge des Versuchsaufbaus kleiner war als bei den übrigen Versuchen.

In den Anlagen 17 bis 22 wird die im Versuch gemessene Durchbiegung dem Grundwert der Durchbiegung, dem unteren Rechenwert (Zustand I), dem oberen Rechenwert (Zustand II) sowie dem wahrscheinlichen Wert der Durchbiegung gegenübergestellt. Die Berechnung dieser Werte erfolgte nach Heft 240 DAfStb (Beschränkung der Durchbiegung unter Gebrauchslast) und ist im folgenden kurz erläutert:

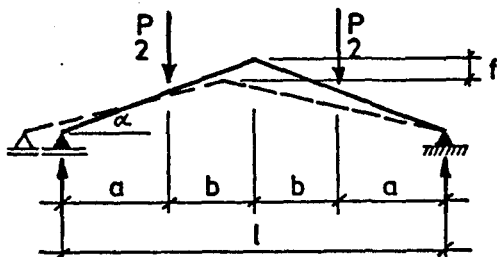
Definitionen:

f_b = Grundwert der Durchbiegung, der sich mit Hilfe der Elastizitätstheorie für einen Balken mit konstanter Biegesteifigkeit EI ergibt.

f_o^I = unterer Rechenwert der Durchbiegung ergibt sich unter Zugrundelegung des Zustandes I zum Zeitpunkt $t = 0$

f_o^{II} = oberer Rechenwert der Durchbiegung ergibt sich unter Zugrundelegung des reinen Zustandes II, d.h., ohne jegliche Mitwirkung des Betons in der Zugzone auf gesamter Trägerlänge..

f_o = wahrscheinlicher Wert der Durchbiegung wird unter Berücksichtigung des Umstandes bestimmt, daß Teilbereiche des Trägers in Zustand II übergehen, während andere ungerissen bleiben.



$$f_b = \frac{P \cdot l^2 \cdot a}{2EI \cdot 24 \cdot \cos \alpha} \left(3 - 4 \frac{a^2}{l^2} \right)$$

$$f_o^I = \kappa_o^I \cdot f_b$$

$$f_o^{II} = \kappa_o^{II} \cdot \left(\frac{d}{h} \right)^3 \cdot f_b$$

$\kappa_o^I, \kappa_o^{II}$ = Korrekturbeiwerte zur Berücksichtigung
der Bewehrungsmenge und -anordnung

$$f_o = f_o^{II} - \frac{M_{Ro}}{M_F} \left(f_o^{II} - f_o^I \right)$$

M_{Ro} = Rißmoment zum Zeitpunkt $t = 0$ ergibt sich aus

$$\beta_{bz} = M_{Ro}/W_i \text{ zu:}$$

$$M_{Ro} = 1/6 \cdot \rho_M \cdot \beta_{bz} \cdot b \cdot d^2$$

da im Versuch nur die Durchbiegung infolge P ermittelt
worden ist, wird beim Rißmoment (M_{Ro}) das maximale
Moment aus Eigengewicht (M_{Eg}) sinngemäß berücksichtigt.

ρ_M = Korrekturbeiwert zur Berücksichtigung der Bewehrungsmenge

β_{bz} = die Biegezugfestigkeit wird nach Heft 240 DAfStb mit
Hilfe der Gleichung

$$\beta_{bz} = 0,6 \sqrt[3]{\beta_w^2}$$

ermittelt.

M_F = maximales Feldmoment im betrachteten Bauteil (ohne
Moment aus Eigengewicht)

$$M_F = P/2 \times a$$

E-Modul: Es werden die am Versuchstage gemessenen Werte für den
E-Modul benutzt. Für die Versuche T 1 und T 2 wird die
Größenordnung in Anlehnung an die anderen Werte an-
genommen.

Bei allen Versuchen nähern sich die gemessenen Verformungen auch
schon bei Belastungen weit unterhalb der rechnerischen Ge-
brauchslast den rechnerischen Verformungen nach Zustand II an.
Der Grund hierfür dürfte im frühen Auftreten des Kehlrisse
liegen. Die wahrscheinlichen Werte der Durchbiegung weisen
dadurch, daß mit $\beta_{bz} = 0,6 \sqrt[3]{\beta_w^2}$ und dem im Versuch ermittelten
E-Modul gerechnet wurde, bei fast allen Versuchen eine sehr gute
Übereinstimmung mit den gemessenen Werten auf.

7.3. Änderung des Knickwinkels

Die Ergebnisse der Distanzmessungen mit dem 20 bzw. 50 cm Setzdehnungsmesser sind auf den Anlagen 23 bis 26 b dargestellt und geben Aufschluß über die Winkeländerung.

Bei T 5 wurden die Meßwerte auf das Meßergebnis bei der Belastung von $P = 1 \text{ kN}$ bezogen, da sich sonst bei den unteren Laststufen negative Werte ergeben hätten (s. Anlage 14).

Die 20 cm Meßstrecke lag bei den Versuchskörpern T 4 und T 5 über dem inneren Eckknickpunkt, um eine Aussage über die Breite des Kehlrisse machen zu können.

Die Verlängerung der Meßstrecke betrug unter rechnerischer Gebrauchslast bei

T 4	0,24 mm
T 5	0,37 mm

Oberhalb der zulässigen Beanspruchung verläuft die Meßkurve wesentlich geneigter als unterhalb, was auf eine starke Öffnung des Kehlrisse zurückzuführen ist.

Die 50 cm Meßstrecke (Anlage 24) verlängerte sich unter rechnerischer Gebrauchslast bei

T 4	0,50 mm
T 5	0,65 mm
T 6	0,65 mm

Oberhalb der zulässigen Beanspruchung nahmen die Abstandsänderungen bei T 4 und T 5 erheblich stärker zu als bei T 6, also bei T 6 ein geringeres Öffnen des Kehlrisse (s. auch Anlage 31), offensichtlich durch den Einfluß der hohen Betonfestigkeit und der horizontal zur Abdeckung von Querspannungen eingebauten Schlaufe $\emptyset 6^{\text{IIK}}$.

Einen Vergleich der Meßwerte der 20 bzw. 50 cm Meßstrecken ermöglichen die Anlagen 25 bis 26 a.

Auf Anlage 27 ist die Vergrößerung des Knickwinkels in Grad in Abhängigkeit von der Belastung aufgetragen. Der Berechnung liegt die Verlängerung der 50 cm Meßstrecke zugrunde. Der Winkel wird mit Hilfe des Kosinussatzes - wie auf Anlage 27 erläutert - berechnet. Die Winkelvergrößerung betrug unter rechnerischer Gebrauchslast

T 4	0,3°
T 5	0,4°
T 6	0,4°

Mit Hilfe von Meßuhren im Knickpunkt und im Abstand von 15 cm von diesem konnten die Verformungen des Knotens nicht so exakt bestimmt werden. Die Anlagen 28 und 29 zeigen die Ergebnisse.

Anlage 26 b zeigt die Verformung der Systemachse des Versuchskörpers T 6. Der Einfluß der Knickwinkelöffnung auf die Gesamtverformung der Systemlinie ist auch bei sehr großer Belastung $\left(\frac{M}{M_{U,R}} \cdot 100 = 95,3 \% \right)$ relativ klein, wie sich auch schon aus der relativ geringen Vergrößerung des Knickwinkels (Anlage 27) ergab.

7.4. Verschiebung der Schenkellenden

Der Abstand der freien Schenkel hatte sich bei den Versuchskörpern T 5 und T 6 unter rechnerischer Gebrauchslast um ungefähr 16 mm vergrößert. Oberhalb der zulässigen Beanspruchung nahmen die Verschiebungen bei T 5 stärker zu als bei T 6 (s. Anlage 30).

7.5. Rißbreiten, Rißabstände, Rißentwicklung

Bei Versuch T 6 wurden die Rißbreiten auf einer Seitenfläche (beim Betonieren oben) in Höhe der Bewehrungslage mit einer Meßlupe gemessen (Anlage 31). Bei rechnerischer Gebrauchslast betrugen die Rißbreiten $\leq 0,10$ mm. Der Kehlriß entstand erst nach den Biegerissen und war bei keiner Laststufe breiter als diese. Wie bei allen anderen Versuchen traten die Eckrisse schlagartig auf, führten schließlich zum Absprengen der äußeren Ecke und damit zum Versagen.

Auf der Oberfläche der Treppenlaufplatte wurden beim Versuch T 6 mit Hilfe eines Setzdehnungsmessers (10 cm) an verschiedenen Stellen Betondehnungen gemessen, die bei rechnerischer Gebrauchslast eine Größe von 1,5 ‰ ($\hat{=} 0,15$ mm) erreichten (s. Anlage 32 und 33). Die Rißabstände waren bei allen Versuchen kleiner als 10 cm (s. Anlagen 34 bis 37).

8. Zusammenfassung

Es wurden 6 Versuche an Treppenlaufplatten unter pos. Momentenbelastung durchgeführt. Versuchskörper waren 1,00 m breite Platten mit einem Knickwinkel von 45° und einer Stärke von ca. 12 cm. Als Längsbewehrung wurde für alle Versuche Betonstahl BSt 42/50 RK (IIIK) \varnothing 12 verwendet. Der auf die Betonfläche bezogene Bewehrungsgrad betrug $\sim 1\%$. Die Bewehrungsführung im Knickbereich der Platte wurde variiert.

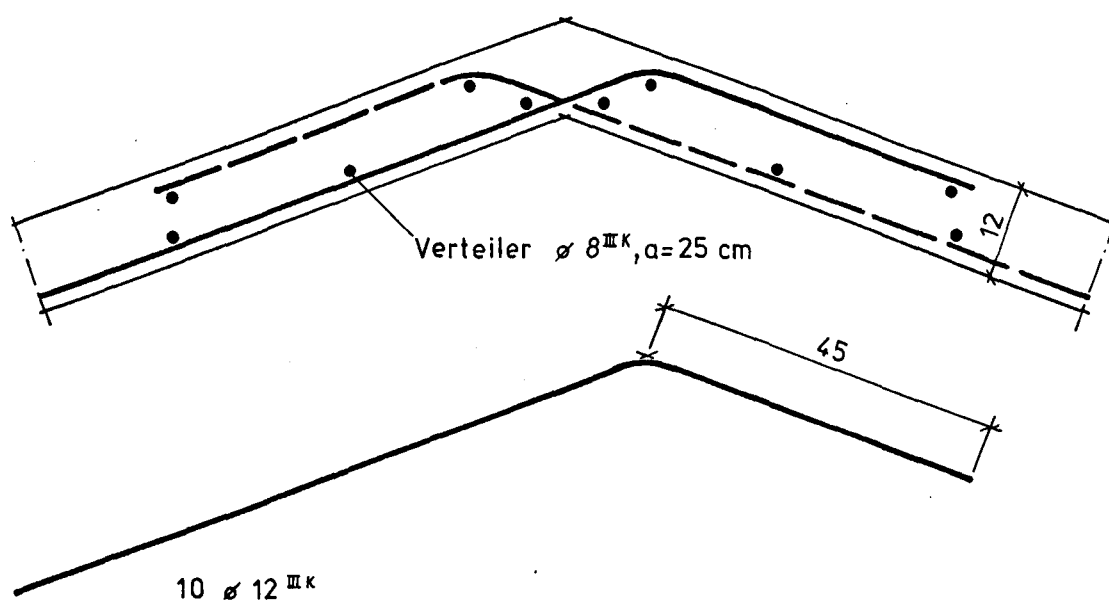
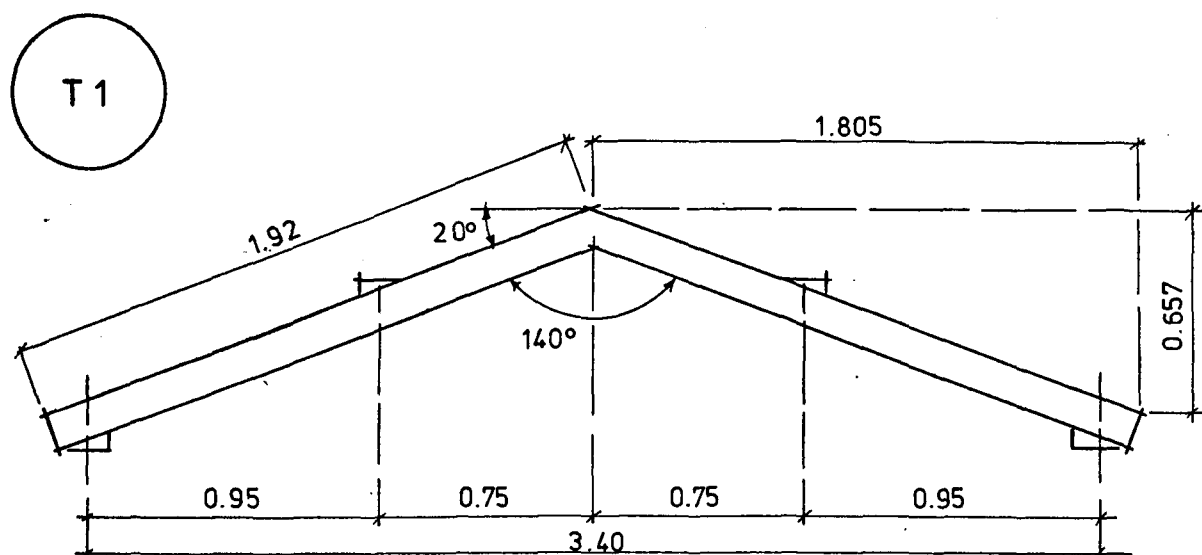
Die in der Praxis am häufigsten ausgeführte Bewehrungsform mit sich kreuzender Hauptbewehrung, die in der Druckzone des Knickbereichs verankert wird, brachte (auch mit zusätzlicher Druckbewehrung) die schlechtesten Versuchsergebnisse (Wirkungsgrad $\sim 55\%$). Der Bruch wurde durch einen plötzlich auftretenden Eckriß eingeleitet, der der Hauptbewehrung in ihren Verankerungsbereich folgte, also in dem durch Verbundspannungen geschwächten Bereich verlief. Dieser Riß führte zum Absprengen der äußeren Ecke und damit zum Ausfall der Betondruckzone.

Mit im Eckbereich konzentriert eingebauten Bügeln, die Zug- und Druckbewehrung umschließen müssen, konnte die Tragfähigkeit der Versuchskörper auf ca. 85 % der rechnerischen Tragfähigkeit erhöht werden. Diese Bügel sind in der Praxis allerdings schwer einzubauen.

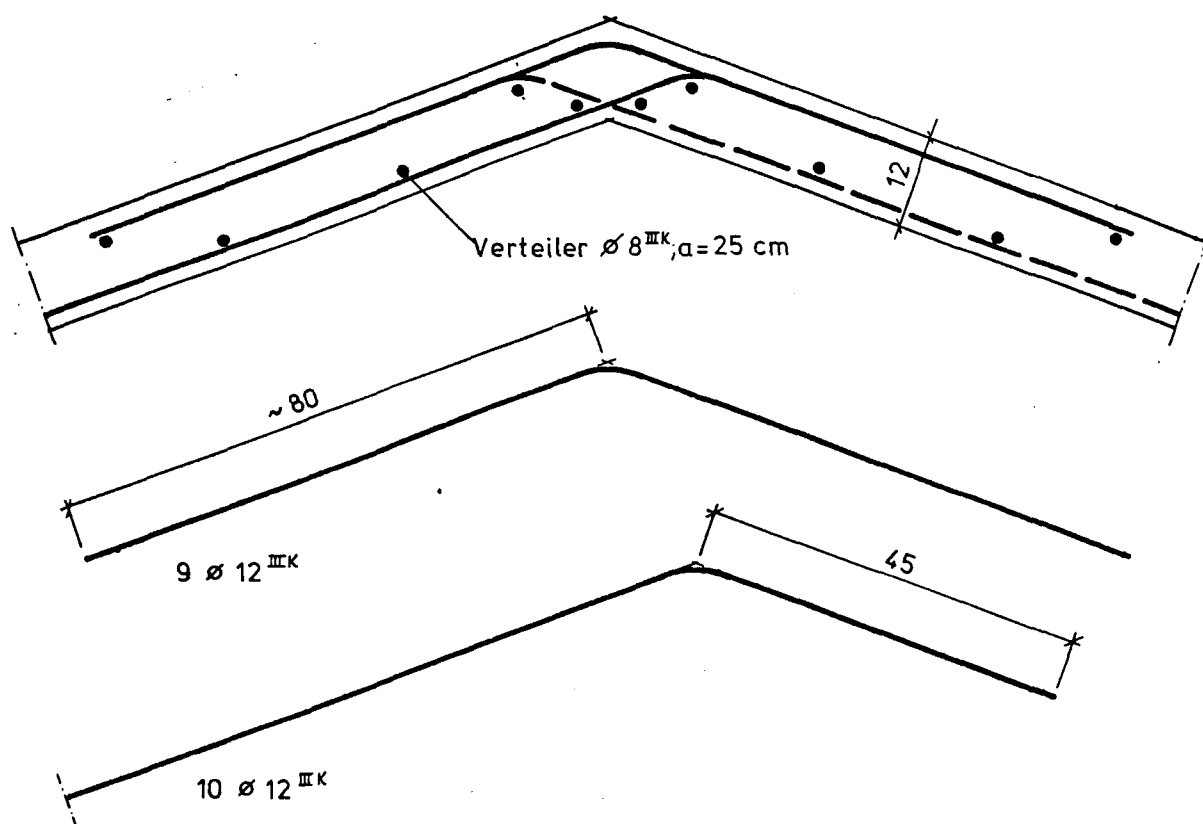
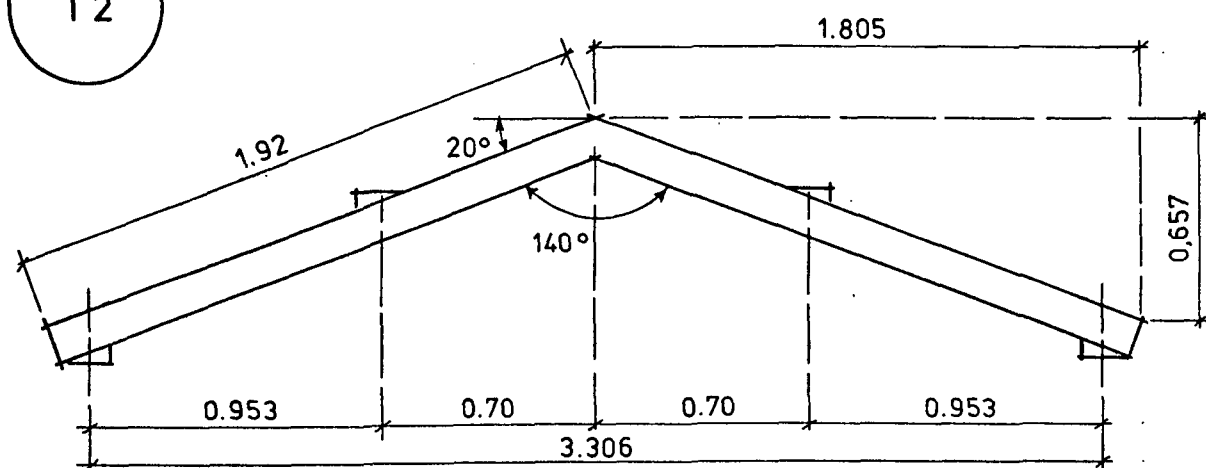
Gute Versuchsergebnisse brachte eine schlaufenförmige Bewehrungsführung der Hauptbewehrung und zusätzliche Schrägstäbe ($F_{es} = 1/2 F_e$) trotz des engen Biegedurchmessers der Zugbewehrung im Eckbereich ($d_B \approx 6 d_e$) und der daraus resultierenden hohen Umlenkpressung. Bei hoher Betonfestigkeit (T 6 : $\beta_w = 43,2 \text{ N/mm}^2$) und im Knickbereich horizontal und vertikal eingelegten Schlaufen, $\varnothing 6 \text{ IIIK}$ zur Abdeckung von Querkzug- bzw. Spaltzugspannungen (vergl. DIN 1045 18.4) ist nach der angewandten Theorie eine leichte Überschreitung der rechnerischen Tragfähigkeit denkbar ($T 6: \frac{M_{U,V}}{M_{U,R}} \cdot 100 = 107\%$), da unter diesen Voraussetzungen die

Nennstreckgrenze der Hauptbewehrung überschritten wird. Ein Kehlriß bildete sich beim Versuch T 6 erst nach dem Entstehen von Biegerissen. Die Rißbreiten, in Höhe der Bewehrungslage gemessen, waren bei rechnerischer Gebrauchslast $\leq 0,10$ mm.

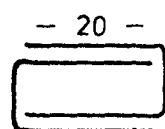
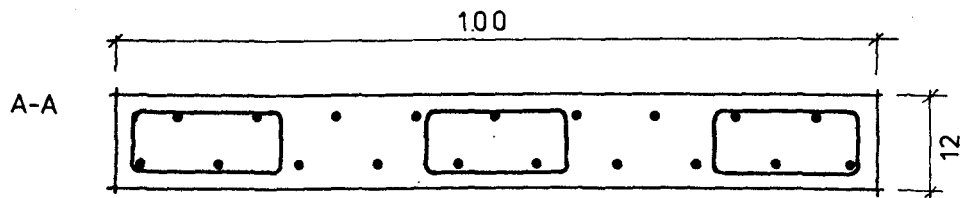
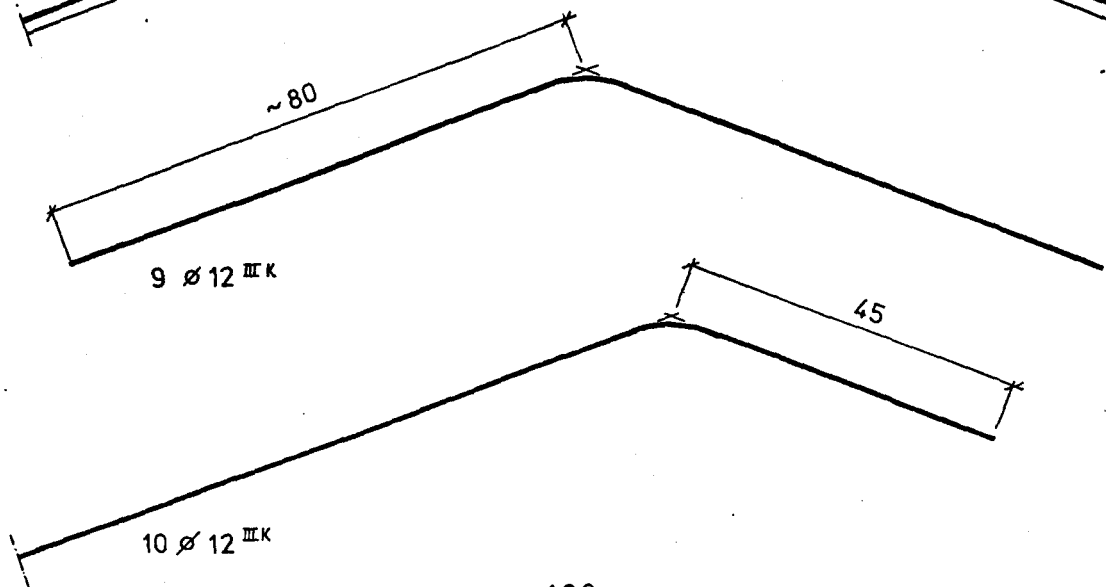
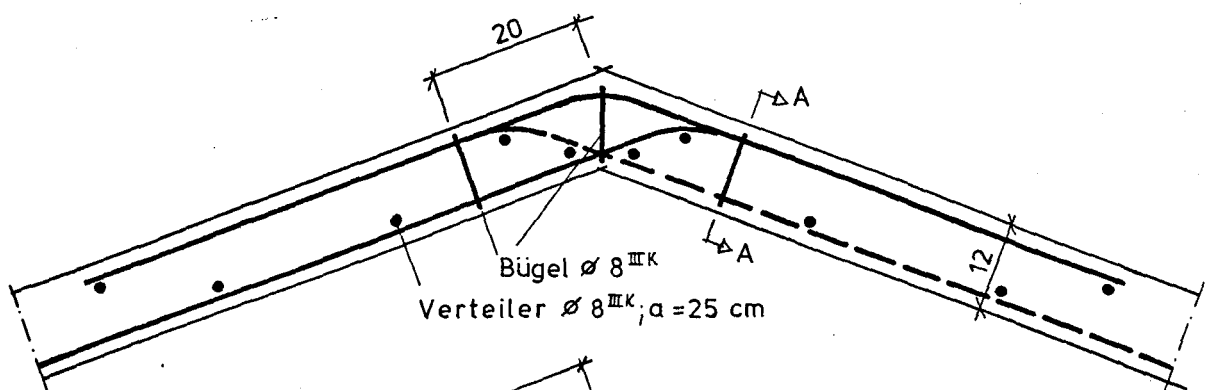
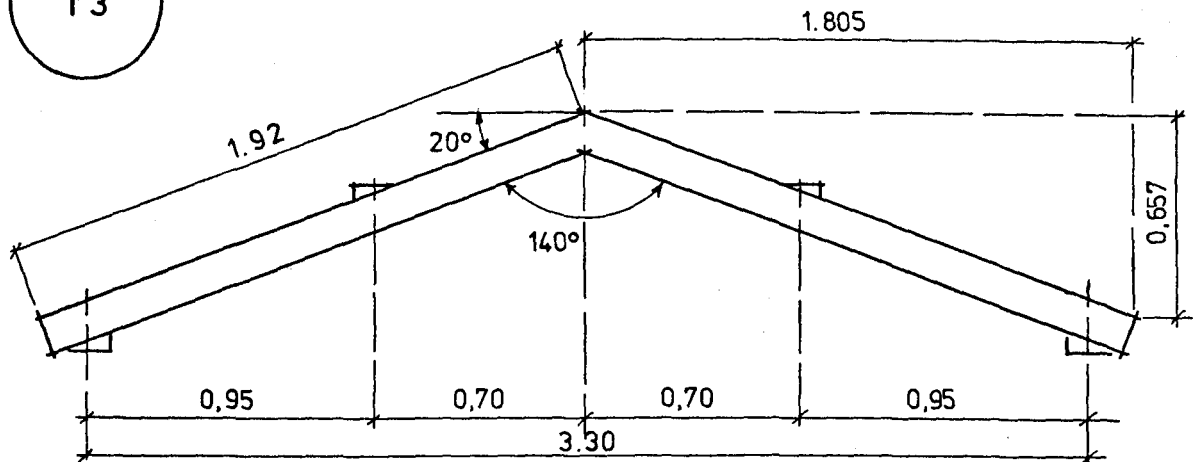
Soweit der Bewehrungsgehalt 0,5 % nicht überschreitet oder aus den Einbau- bzw. Auflagerungsbedingungen des Treppenlaufs auf eine günstige "Faltwerkwirkung" geschlossen werden darf, bestehen keine Bedenken, die herkömmliche Bewehrungsführung mit sich kreuzender Hauptbewehrung auch weiterhin anzuwenden. In der Praxis sind auch noch keine Schäden an derartigen Treppenlaufplatten beobachtet worden. Bei hochbewehrten, statisch bestimmt gelagerten Platten, wie sie zum Beispiel im Fertigteilbau zur Anwendung kommen können, besteht mit der üblichen Bewehrungsführung keine Gewähr für eine ausreichende Sicherheit. Hier brachte nur die oben erwähnte schlaufenförmige Bewehrungsführung brauchbare Ergebnisse.



T2

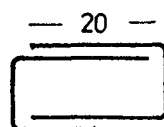
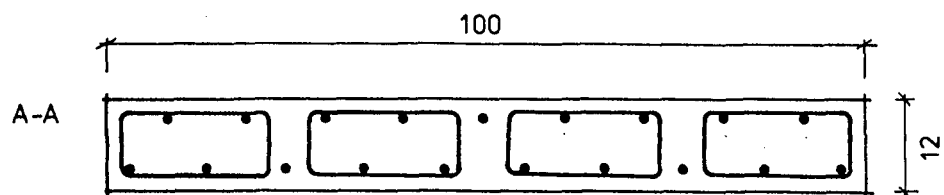
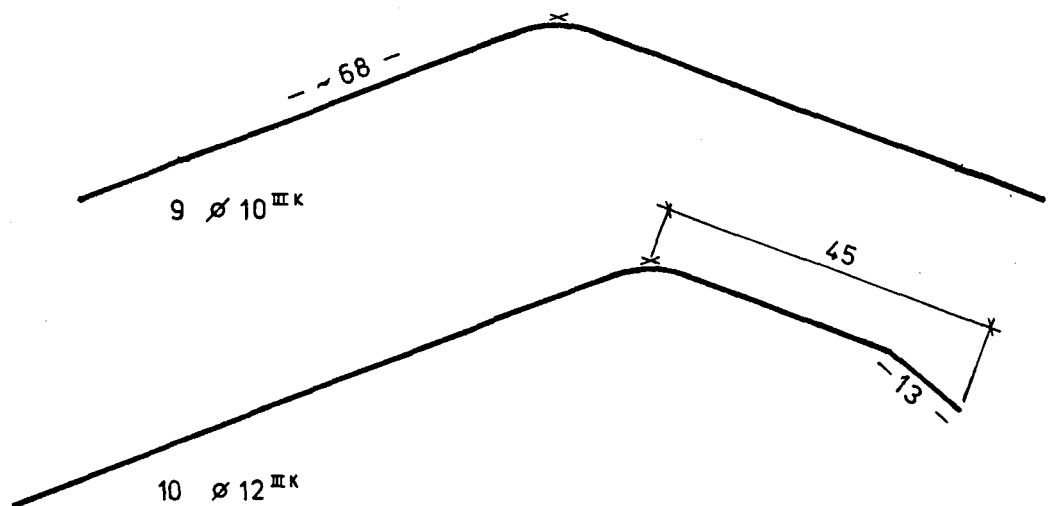
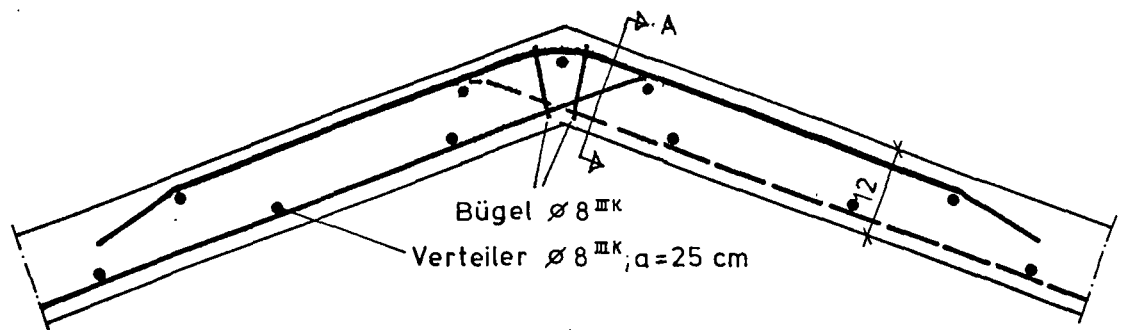
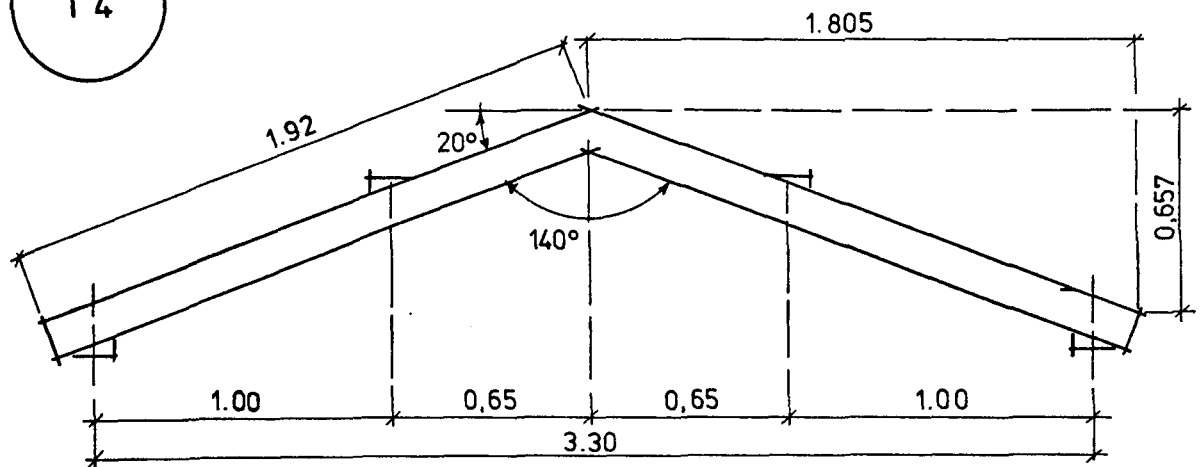


T3

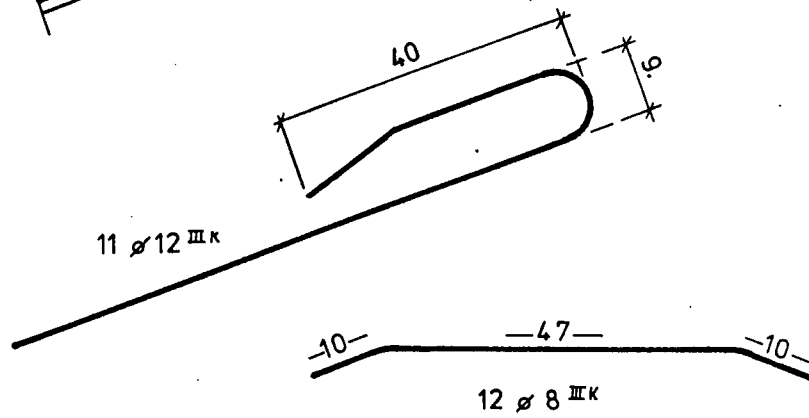
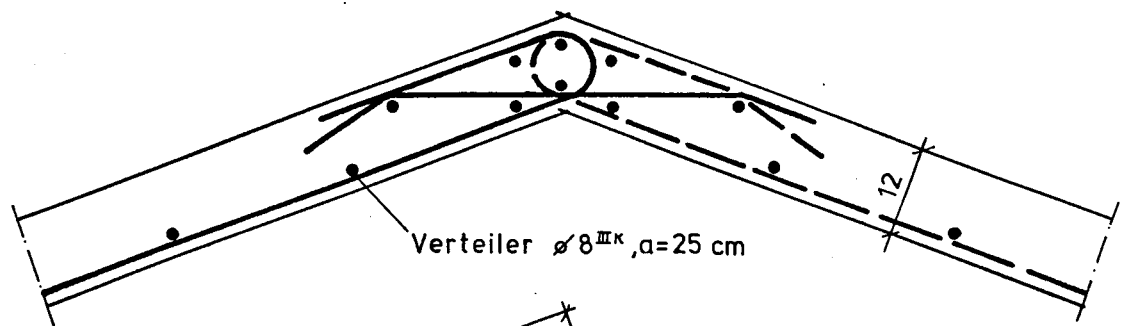
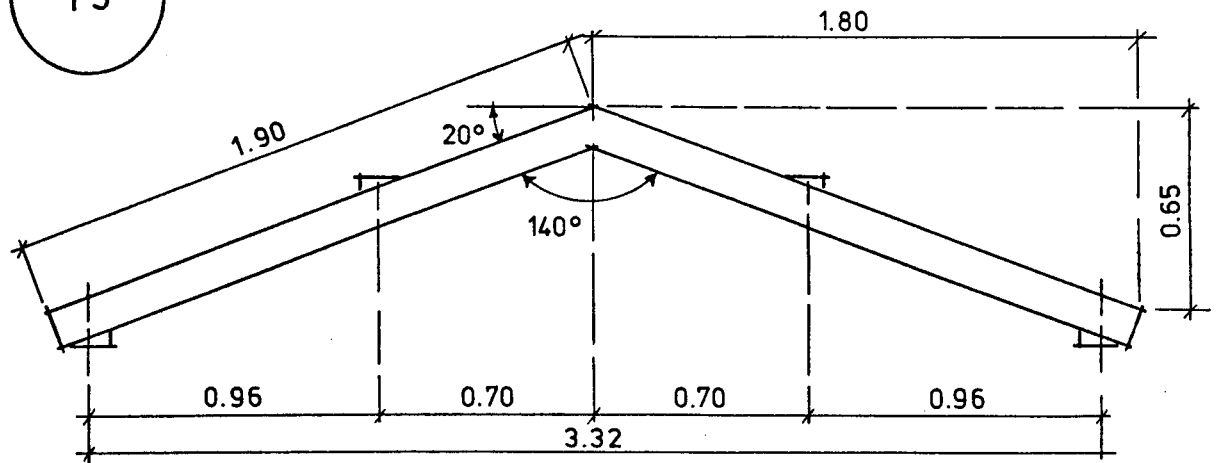


3x3 Bügel $\varnothing 8 \text{ IIIK}$

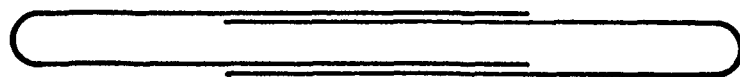
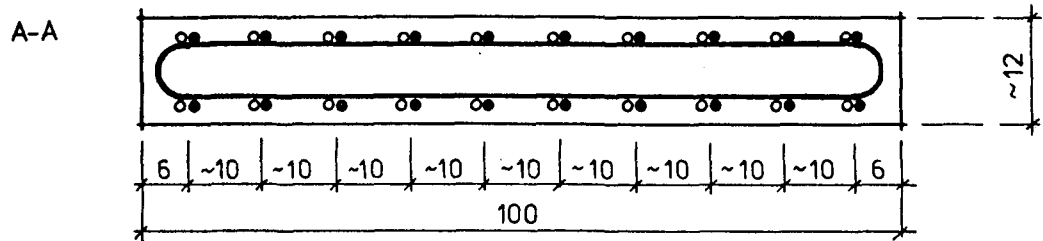
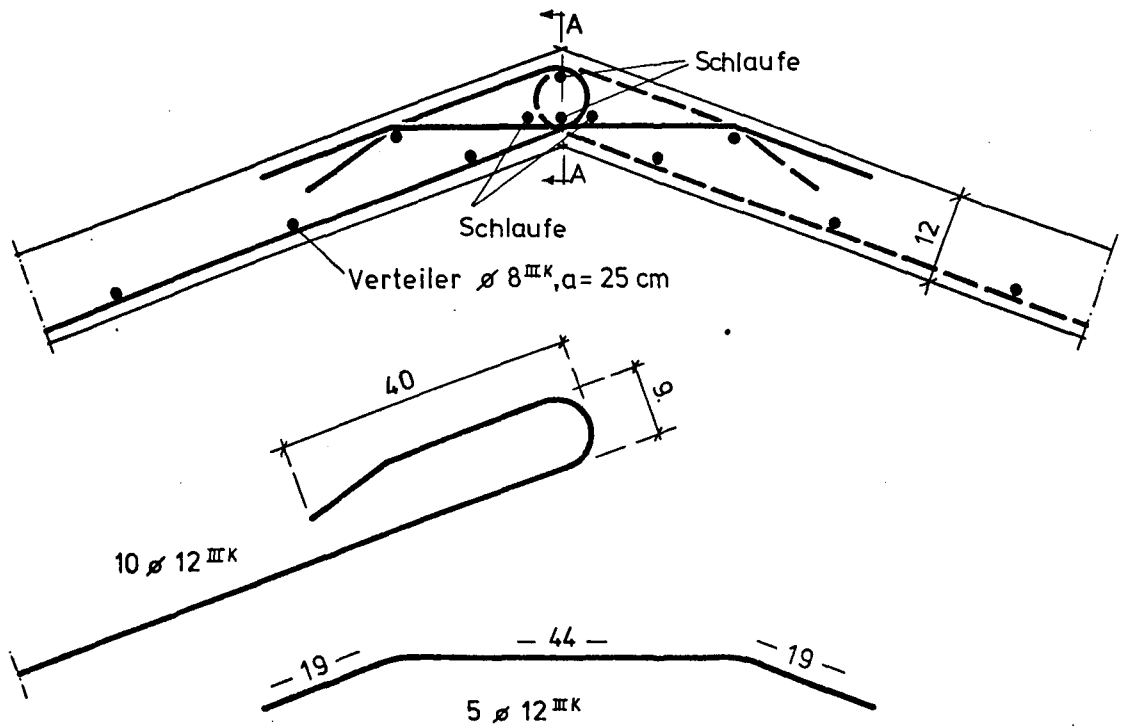
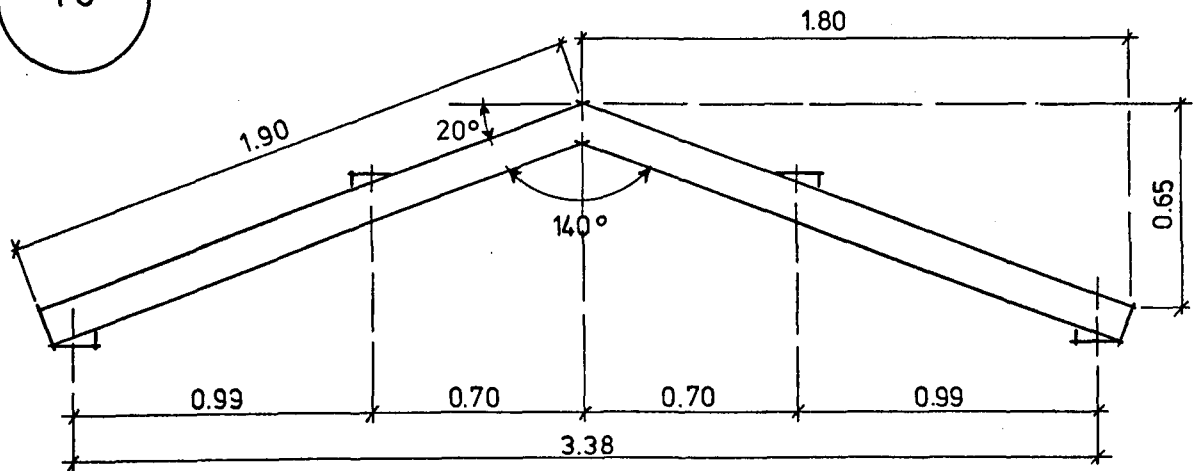
T 4



T5

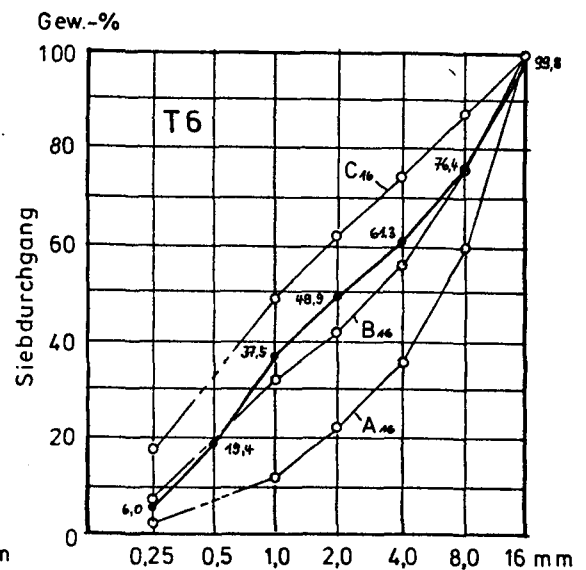
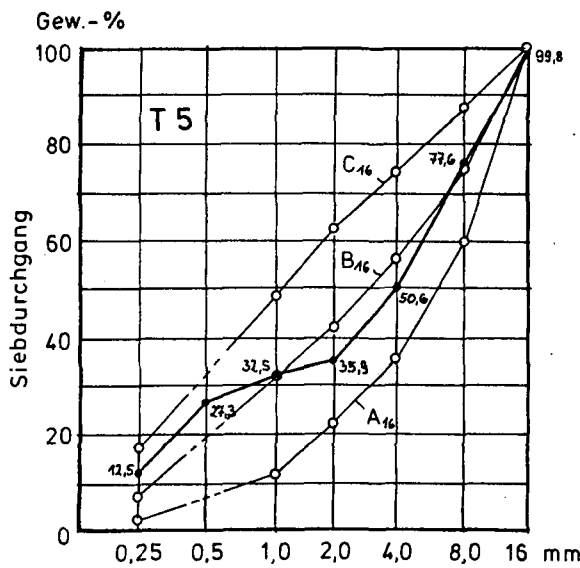
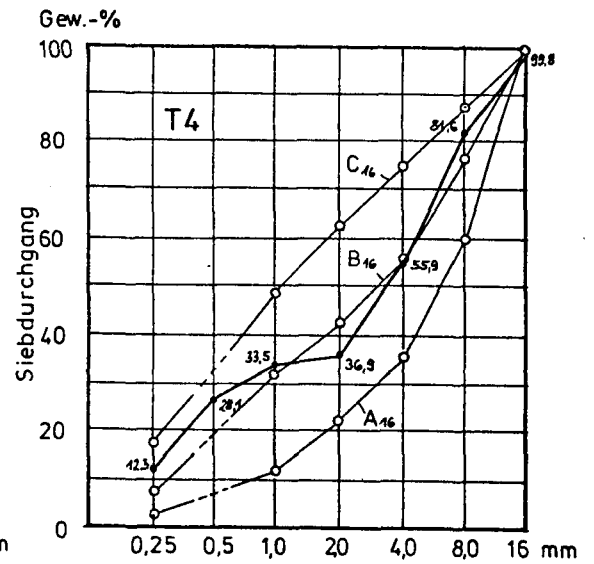
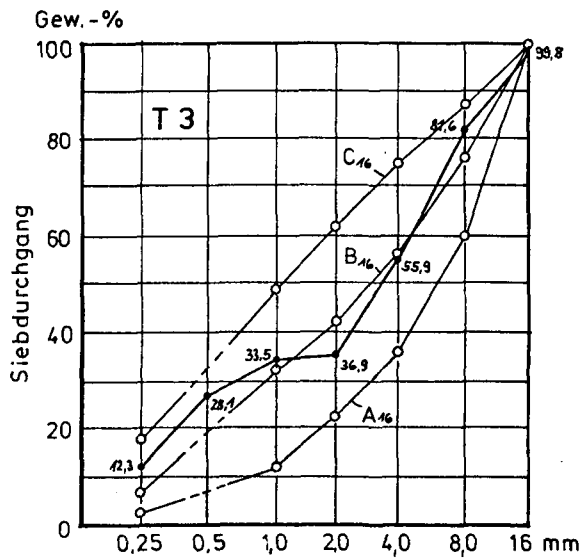
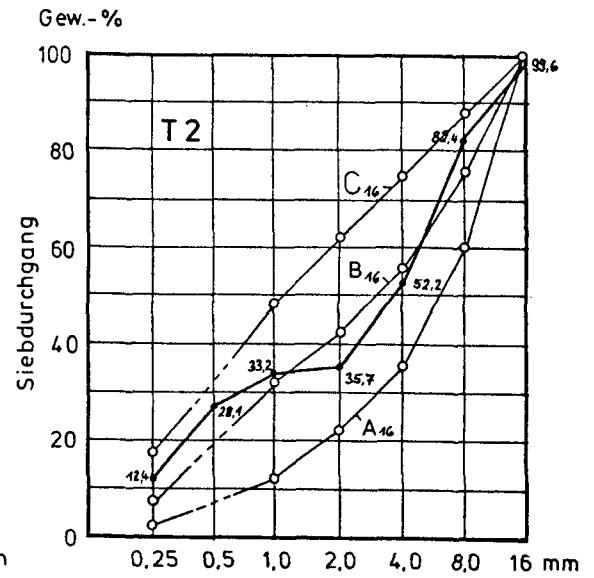
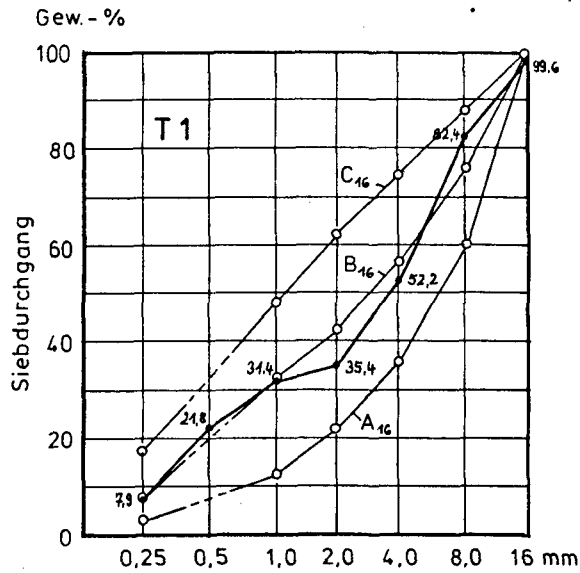


T6



Schlaufen $\varnothing 6 \text{ III K}$

Sieblinien der Zuschlagstoffe



Versuch	Baustoffe/m ³ Beton in kg			W/Z-Wert	Frischbetonroh-dichte (kg/dm ³)	Ausbreit-maß (cm)	Verdich-tungsmaß V	Alter bei Versuchs-durchfüh-rung (tg)	Würfel-druck-festigkeit 20/20/20 cm (N/mm ²)	Zylinder-spaltzug-festigkeit (N/mm ²)	Zylinder-druckfe-stigkeit Ø 15 cm l=30 cm (N/mm ²)	E-Modul (N/mm ²)
	Zement	Zuschl.	Wasser									
T1	237	1945	207	0,87	2,390	38,0	1,08	35	33,7 34,7 32,0 33,5	-	-	+) (28,0 · 10 ³)
T2	236	1930	224	0,95	2,390	39,0	1,07	38	36,7 38,2 37,7 37,5	-	-	+) (30,0 · 10 ³)
T3	235	1926	224	0,95	2,385	40,5	1,06	23	32,7 29,0 29,2 30,3	2,00 1,85 2,26 2,04	25,6 25,1 23,8 24,8	28,6 · 10 ³
T4	236	1930	224	0,95	2,390	41	1,07	29	31,0 32,0 30,2 31,1	2,50 2,18 2,25 2,31	25,7 25,4 25,8 25,6	26,0 · 10 ³
T5	236	1930	224	0,95	2,390	43,0	1,04	15	26,5 25,5 25,0 25,7	2,36 2,58 2,29 2,41	21,4 21,7 20,8 21,3	24,0 · 10 ³
T6	296	1885	184	0,62	2,365	36,0	1,10	22	43,0 44,5 42,0 43,2	2,97 2,84 3,16 2,99	37,3 34,6 37,6 36,5	31,7 · 10 ³

+) Schätzwert

Prüfung von Betonrippenstahl

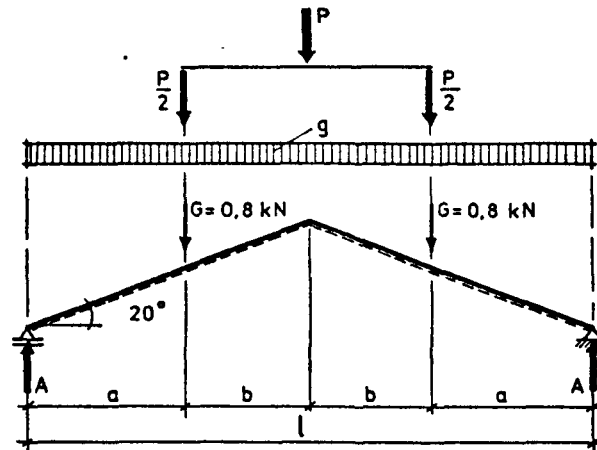
BSt 42/50 RK (IIIK)

(Mittelwerte aus 3 Proben)

Versuch	Ø Soll [mm]	Ø Ist [mm]	Fläche Ist [cm ²]	Streckgrenze bez.auf Ist-Ø σ_s [N/mm ²]	Zugfestigkeit bez.auf Ist-Ø σ_b [N/mm ²]	Bruch- dehnung [%]
T5	12	12,06	1,142	465,3	556,4	13,7
T6	12	12,09	1,148	448,6	539,2	13,6

Versuchsschnittgrößen

T1-T5



Belastung:

Lastverteilung: I Träger

$$G = 0,8 \text{ kN}$$

Eigengewicht: $0,12 \cdot 1,00 \cdot 25 / \cos 20^\circ$

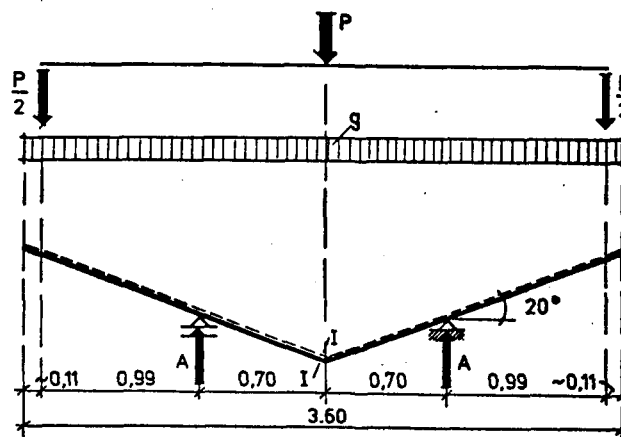
$$g = 3,2 \text{ kN/m}$$

Schnittgrößen:

$$M_{g,G} = 3,2 \cdot l^2 / 8 + 0,8 \cdot a$$

$$M = P/2 \cdot a + M_{g,G}$$

T6



Belastung:

Eigengewicht: $0,12 \cdot 1,00 \cdot 25 / \cos 20^\circ$

$$g = 3,2 \text{ kN/m}$$

Schnittgrößen:

Auflager A:

$$M_g = 3,2 \cdot 1,10^2 / 2$$

$$= 1,9 \text{ kNm}$$

Schnitt I - I :

$$A_g = 3,2 \cdot 1,80$$

$$= 5,8 \text{ kN}$$

$$M_g = 3,2 \cdot \frac{1,80^2}{2} - 5,8 \cdot 0,70$$

$$= 1,2 \text{ kNm}$$

$$M = P/2 \cdot 0,99 + 1,2$$

Berechnung der zulässigen Gebrauchslasten (M_{zul}) und der rechnerischen Bruchlasten ($M_{U,R}$).

Annahmen:

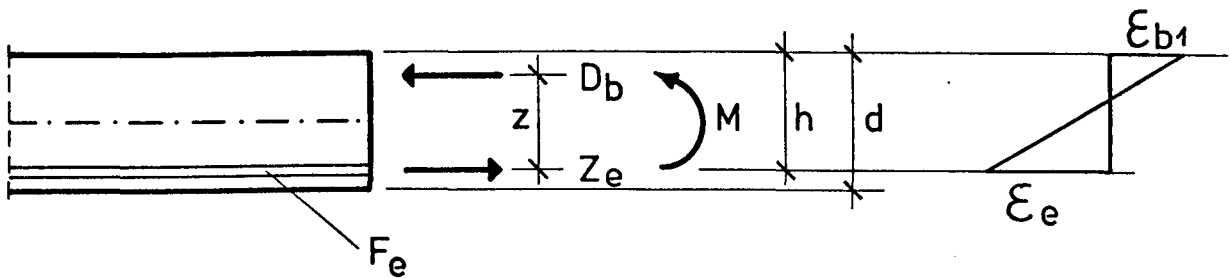
Stahl: BSt 42/50 RK (IIIK)

$$\sigma_{eU} = 420 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_e^* = \frac{\sigma_{eU}}{1,75} = 240 \text{ N/mm}^2$$

Beton: $\beta_R = 0,85 \cdot \beta_w$

Berechnungsformeln:



$$D_b = z_e = F_e \cdot \sigma_{eU}$$

Allgemeines Bemessungsdiagramm (DAfStb. Heft 220) :

$$k_b = \frac{D_b}{b \cdot h \cdot \beta_R} = \frac{z_e}{b \cdot h \cdot \beta_R}$$

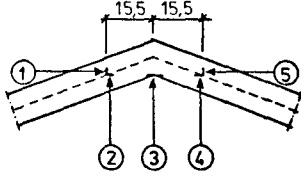
$$100 \cdot m_{eU} = 100 \cdot \frac{M_{eU}}{b \cdot h^2 \cdot \beta_R} = 100 \cdot \frac{M_{U,R}}{b \cdot h^2 \cdot \beta_R}$$

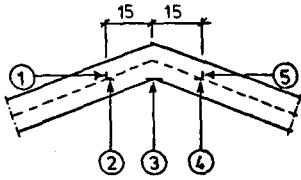
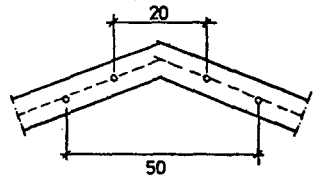
$$M_{U,R} = \frac{100 \cdot m_{eU} \cdot b \cdot h^2 \cdot \beta_R}{100}$$

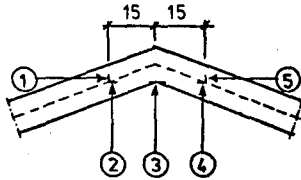
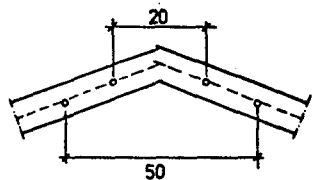
$$M_{zul} = M_{U,R} / 1,75$$

Versuch	System	Bewehrungsführung	Abmessungen im Knickbereich b/d/h [cm]	Bewehrung $\mu = \frac{f_e \cdot 100}{b \cdot d}$	Betonwürfel- druckfestigk. f_{wy} (N/mm ²)	Versuch					Rechnung				
						M_{Eg} [kNm]	P_{Rib} [kN]	M_{Rib} [kNm]	P_{UV} [kN]	M_{UV} [kNm]	ϵ_{b1} [‰] ϵ_e [‰]	$M_{zul.}$ [kNm]	M_{UR} [kNm]	$\frac{M_{UV}}{M_{UR}}$	
T1			100/12,4/10	$\mu = 0,91 \%$ $f_e : 10\emptyset 12 \text{ mm}$	33,5 Alter: 35 tg	5,4	9,8	10,1	39,0	23,9	1,80 5,00	24,5	42,8	0,56	
T2			100/12,5/9,3	$\mu = 0,905 \%$ $f_e : 10\emptyset 12 \text{ mm}$ $f_e' : 9\emptyset 12 \text{ mm}$	37,5 Alter: 38 tg	5,1	13,5	11,5	29,6	19,2	1,75 5,00	22,9	40,0	0,48	
T3			100/12,2/9,6	$\mu = 0,925 \%$ $f_e : 10\emptyset 12 \text{ mm}$ $f_e' : 9\emptyset 12 \text{ mm}$ 3x3 Bü $\emptyset 8 \text{ mm}$	30,3 Alter: 23 tg	5,1	12,8	11,2	42,0	25,1	2,00 5,00	23,3	40,7	0,62	
T4			100/12,2/9,5	$\mu = 0,926 \%$ $f_e : 10\emptyset 12 \text{ mm}$ $f_e' : 9\emptyset 10 \text{ mm}$ 2x4 Bü $\emptyset 8 \text{ mm}$	31,1 Alter: 29 tg	5,2	12,5	11,5	60,0	35,2	2,00 5,00	23,1	40,5	0,87	
T5			100/12,3/9,9	$\mu = 1,01 \%$ $f_e : 11\emptyset 12 \text{ mm}$ $f_{es} : 12\emptyset 8 \text{ mm}$	25,7 Alter: 15 tg	5,2	25,0	17,2	70,0	38,8	2,50 5,00	25,7	45,0	0,86	
T6			100/12,1/9,9	$\mu = 0,934 \%$ $f_e : 10\emptyset 12 \text{ mm}$ $f_{es} : 5\emptyset 12 \text{ mm}$	43,2 Alter: 22 tg	1,2	20,0	11,1	90,0	45,8	1,50 5,00	24,5	42,8	1,07	

*) Mittelwert von 3 Betonwürfeln 20/20/20 cm geprüft am Tage der Versuchsdurchführung
<http://www.digibib.tu-bs.de/?docid=00057308>

T 1							
			U 3	U 2	U 4	U 5	U 1
P	M	$\frac{M}{M_{UR}} \cdot 100$	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
[kN]	[kNm]	[%]					
0	5.4	12.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	5.9	13.7	0.12	0.12	0.12	0.00	0.00
5	7.8	18.2	0.79	0.76	0.77	0.02	0.00
10	10.2	23.7	2.01	1.95	2.00	0.21	-0.14
15	12.5	29.3	4.45	4.27	4.45	1.17	-1.17
20	14.9	34.8	6.80	6.42	6.76	1.91	-1.96
25	17.3	40.4	9.44	8.90	9.41	2.52	-2.53
30	19.7	45.9	12.65	12.12	12.53	2.39	-2.42
35	22.0	51.5	15.03	14.19	14.99	3.19	-3.22
39	23.9	55.9					

T 2											
			U 3	U 2	U 4	U 5	U 1	20 cm vorn	20 cm hinten	50 cm vorn	50 cm hinten
P	M	$\frac{M}{M_{UR}} \cdot 100$	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[10 ⁻³ mm]	[10 ⁻³ mm]	[10 ⁻³ mm]	[10 ⁻³ mm]
[kN]	[kNm]	[%]									
0	5.1	12.8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0
1	5.6	13.9	0.15	0.14	0.15	0.00	0.00	5.1	1.0	-3.1	+12.0
5	7.5	18.7	1.00	0.97	0.99	0.00	0.05	7.1	7.1	16.3	12.2
10	9.9	24.7	2.51	2.48	2.52	-0.18	0.22	15.3	5.1	63.3	53.1
15	12.2	30.6	4.90	4.81	4.88	+0.41	-0.25	24.5	18.4	131.0	126.0
20	14.6	36.6	7.96	7.75	7.86	1.71	-1.45	43.9	30.6	240.0	217.0
25	17.0	42.5	10.60	10.27	10.43	2.65	-2.32	69.4	53.1	344.0	320.0
29.6	19.2	48.0									

T 3											
			U 3	U 2	U 4	U 5	U 1	20 cm vorn	20 cm hinten	50 cm vorn	50 cm hinten
P	M	$\frac{M}{M_{UR}} \cdot 100$	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[10 ⁻³ mm]	[10 ⁻³ mm]	[10 ⁻³ mm]	[10 ⁻³ mm]
[kN]	[kNm]	[%]									
0	5.1	12.5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0
1	5.6	13.7	0.18	0.17	0.15	0.01	-0.02	7.1	-1.0	2.0	9.2
5	7.5	18.4	1.04	1.03	1.00	0.04	-0.02	14.3	+2.0	14.3	40.8
10	9.9	24.2	2.38	2.39	2.33	0.07	+0.01	15.3	6.1	40.8	75.5
15	12.2	30.0	4.45	4.43	4.37	-0.19	0.35	30.6	28.6	91.8	145.0
20	14.6	35.9	7.19	7.16	7.10	-0.91	1.15	43.9	50.0	162.0	236.0
25	17.0	41.7	9.66	9.63	9.57	-1.47	1.81	64.3	69.4	266.0	318.0
32	20.3	49.9	13.07	13.01	12.97	-2.27	2.70	91.8	105.0	374.0	459.0
1	5.6	13.7	23.71	22.76	22.20	-	-	153.0	234.0	1360.0	1610.0
15	12.2	30.0	28.45	27.38	26.79	-	-	178.0	268.0	1510.0	1800.0
32	20.3	49.9	39.10	-	36.87	-	-	199.0	343.0	-	-
35	21.7	53.4	-	-	-	-	-	201.0	363.0	-	-
40	24.1	59.2	-	-	-	-	-				
42	25.1	61.6									

T 4

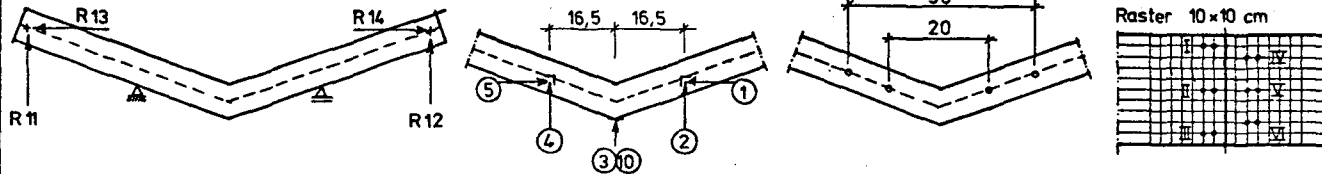
P	M	$\frac{M}{M_{UR}} 100$	U 3	U 2	U 4	U 5	U 1	20 cm vorn	20 cm hinten	50 cm vorn	50 cm hinten
[kN]	[kNm]	[%]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[10 ⁻³ mm]	[10 ⁻³ mm]	[10 ⁻³ mm]	[10 ⁻³ mm]
0	5.2	12.8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0
1	5.7	14.1	0.35	0.17	0.17	0.02	-0.01	2.0	3.1	9.2	11.2
5	7.7	19.0	1.00	1.01	0.96	0.11	-0.13	11.2	10.2	30.6	27.6
10	10.2	25.2	2.60	2.61	2.74	0.26	-0.20	30.6	26.5	79.6	62.2
15	12.7	31.4	4.68	4.68	4.59	0.48	-0.38	66.3	62.2	120.0	128.0
20	15.2	37.5	7.19	8.18	7.03	0.77	-0.60	105.0	95.9	221.0	191.0
25	17.7	43.7	10.40	10.35	10.20	0.18	+0.08	148.0	141.0	328.0	281.0
30	20.2	49.9	13.56	13.52	13.52	-0.70	0.96	191.0	186.0	428.0	377.0
1	5.7	14.07	6.84	6.75	6.64	-1.25	1.32	121.0	124.0	264.0	228.0
5	7.7	19.0	7.77	7.69	7.57	-1.14	1.28	131.0	135.0	294.0	253.0
15	12.7	31.4	10.79	10.71	10.54	-0.77	0.97	167.0	166.0	376.0	328.0
30	20.2	49.9	15.05	14.98	14.77	-0.17	0.50	217.0	215.0	487.0	430.0
35	22.7	56.1	16.53	16.46	16.21	+0.03	0.31	236.0	235.0	527.0	464.0
40	25.2	62.2	18.66	18.57	18.30	0.15	-0.18	273.0	274.0	600.0	542.0
45	27.7	68.4	22.13	21.95	21.68	1.32	-1.34	362.0	376.0	758.0	689.0
50	30.2	74.6	27.33	26.79	26.94	4.22	-3.00	555.0	576.0	1030.0	950.0
55	32.7	80.7	-	-	-	-	-	754.0	694.0	1320.0	1240.0
60	35.2	86.9									

T 5

The diagrams illustrate a gable roof structure. The left diagram is a side view showing a trapezoidal cross-section with a peak height of 15 and a base width of 50. The right diagram is a top view showing a rectangular plan with a width of 20 and a length of 50. Nodes are numbered 1 to 6: 1 is at the left support, 2 and 3 are at the ridge, 4 is at the right support, 5 is at the right eave, and 6 is at the left eave.

P	M	$\frac{M}{M_{UR}} \cdot 100$	U 3	U 2	U 4	U 5	U 1	20 cm vorn	20 cm hinten	50 cm vorn	50 cm hinten	U 6
[kN]	[kNm]	[%]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[10 ⁻³ mm]	[10 ⁻³ mm]	[10 ⁻³ mm]	[10 ⁻³ mm]	[mm]
0	5.2	11.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0
1	5.7	12.6	0.12	0.12	0.12	-0.02	0.01	-10.2	4.3	-557.0	-258.0	0.07
5	7.6	16.9	1.08	1.07	1.08	-0.35	0.26	-1.0	9.2	-536.0	-233.0	0.8
10	10.0	22.2	2.84	2.88	2.80	-1.00	0.80	+44.9	30.6	-531.0	-191.0	2.1
15	12.4	27.6	4.94	4.98	4.84	-1.63	1.34	75.5	50.0	-456.0	-145.0	3.7
20	14.8	32.9	7.39	7.45	7.16	-2.48	2.05	131.0	86.7	-378.0	-69.4	5.7
25	17.2	38.2	9.84	9.95	9.42	-3.34	2.81	186.0	116.0	-293.0	+6.1	7.6
30	19.6	43.6	12.40	12.57	11.67	-4.29	3.65	248.0	155.0	-187.0	84.7	9.8
35	22.0	48.9	15.16	15.33	14.42	-5.53	5.04	319.0	202.0	-87.8	188.0	12.3
40	24.4	54.2	17.34	17.54	16.57	-6.37	5.70	377.0	238.0	-5.1	265.0	14.3
5	7.6	16.9	6.78	6.79	6.13	-2.82	2.05	287.0	163.0	-182.0	70.4	6.6
10	10.0	22.2	8.30	8.36	7.65	-3.38	2.49	307.0	176.0	-142.0	105.0	7.6
15	12.4	27.6	9.83	9.94	9.17	-3.85	2.87	330.0	169.0	-102.0	144.0	8.7
30	19.6	43.6	14.62	14.80	13.97	-5.48	4.22	410.0	234.0	+28.6	261.0	12.4
40	24.4	54.2	17.31	17.52	16.54	-6.34	4.92	452.0	267.0	96.9	324.0	14.3
45	26.8	59.6	18.71	18.95	17.96	-6.84	5.31	478.0	288.0	146.0	370.0	17.1
50	29.2	64.9	21.05	21.01	20.21	-7.71	6.01	552.0	341.0	261.0	444.0	19.6
55	31.6	70.2	25.17	25.19	24.06	-9.13	7.39	771.0	541.0	580.0	748.0	23.8
60	34.0	75.6	31.77	31.70	30.29	-11.04	8.86	1130.0	843.0	1140.0	1190.0	28.5
65	36.4	80.9	35.67	35.48	33.96	-12.44	10.06	1410.0	1130.0	1510.0	1580.0	33.0
70	38.8	86.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

T6

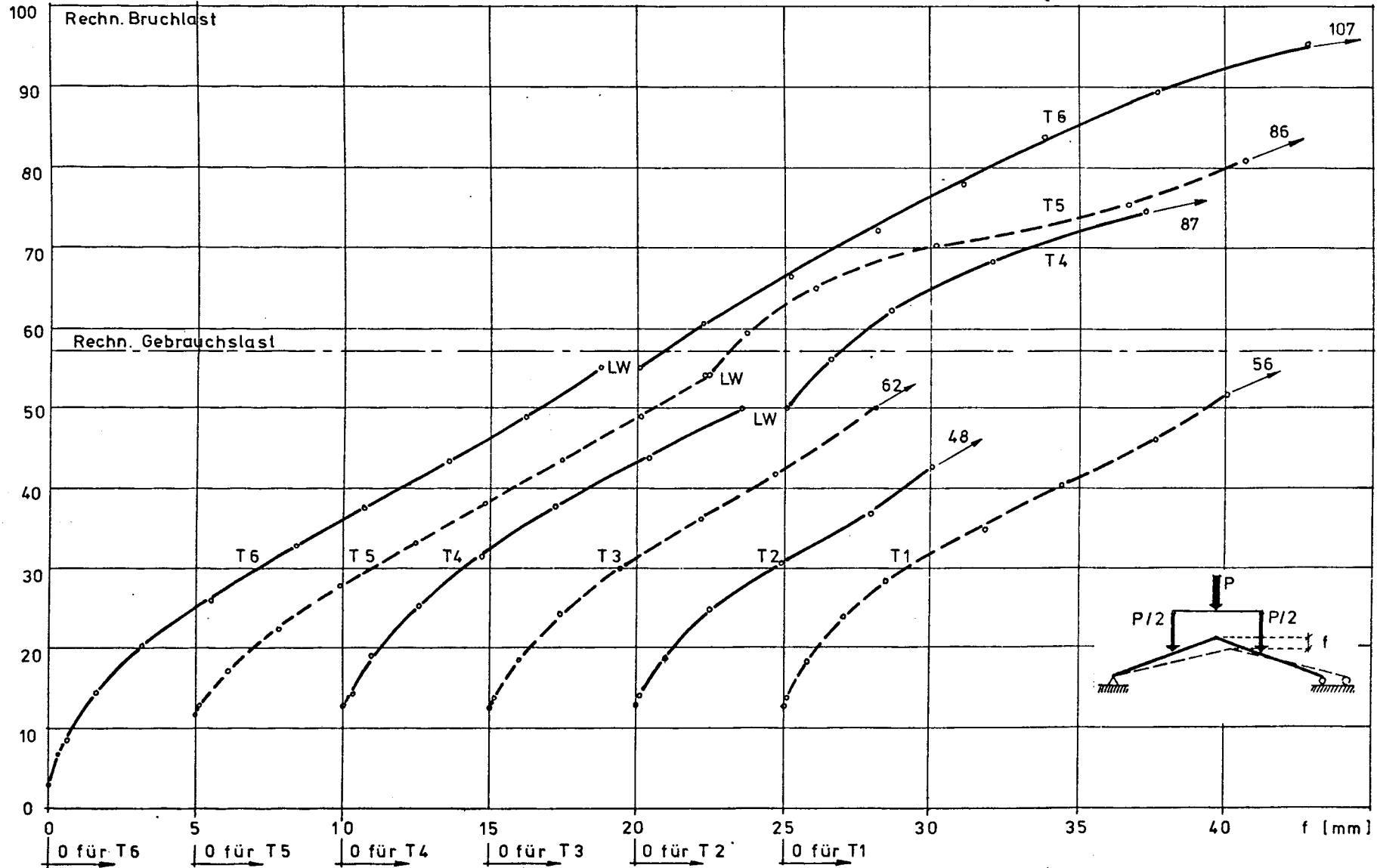


Meßwerte

Anlage 15

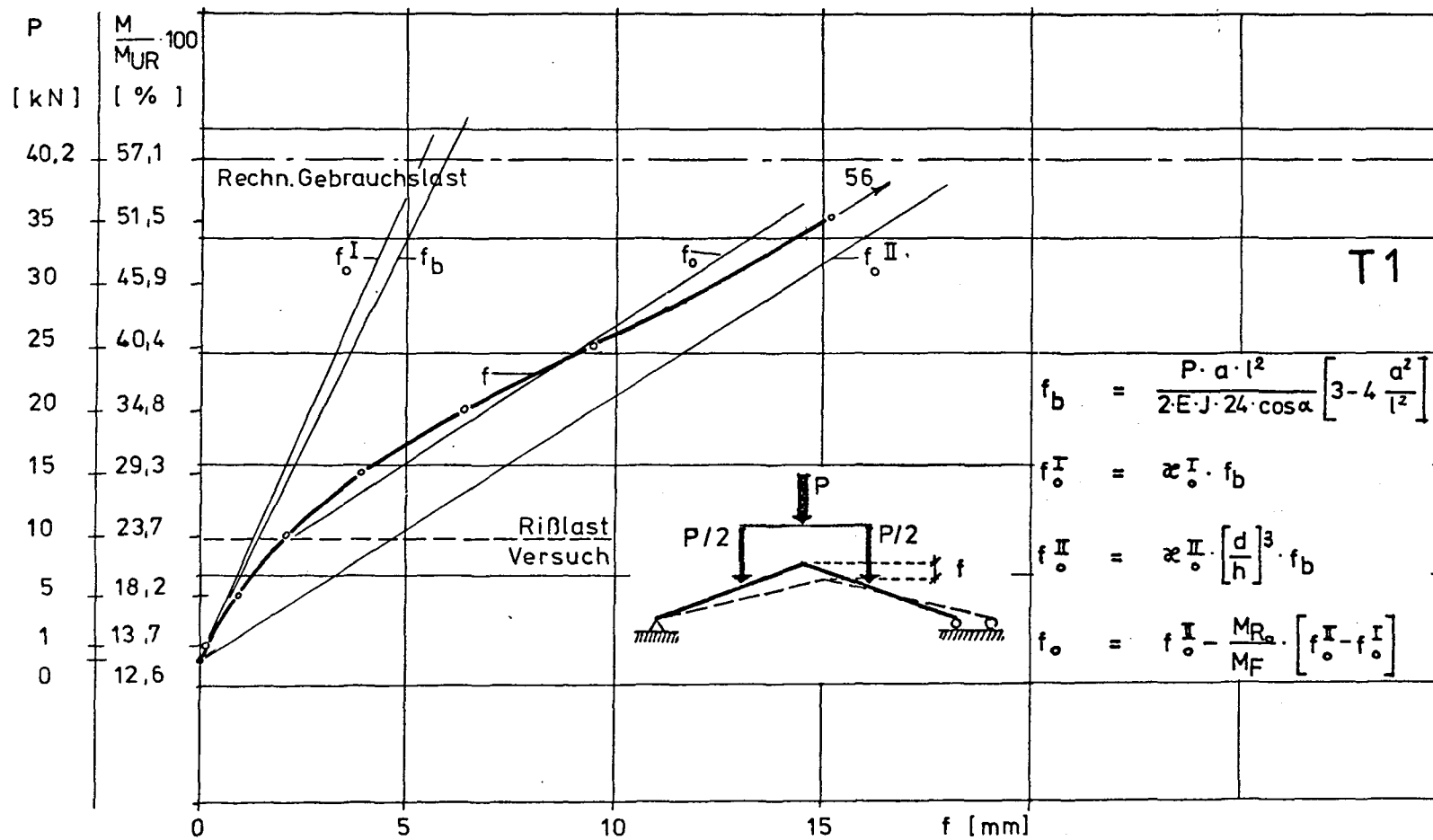
P	M	$\frac{M}{M_{UR}} \cdot 100$	U 3	U 10	U 2	U 4	U 1	U 5	R 11	R 12	R 13	R 14	$\Sigma 13,14$	20 cm vorn	20 cm hinten	50 cm vorn	50 cm hinten	I	II	III	IV	V	VI
[kN]	[kNm]	[%]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	$10^{-3}mm$	$10^{-3}mm$	$10^{-3}mm$	$10^{-3}mm$	$10^{-3}mm$	$10^{-3}mm$	$10^{-3}mm$	$10^{-3}mm$	$10^{-3}mm$	$10^{-3}mm$
0	1.2	2.8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.43	2.9	6.8	0.08	0.06	0.06	0.06	-0.01	0.00	0.1	0.4	0.2	0.2	0.4	3.1	-1.0	1.0	3.1	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	1.5
5.0	3.7	8.6	0.11	0.10	0.08	0.08	-0.01	-0.01	0.4	0.6	0.3	0.3	0.6	4.1	-1.0	7.1	9.2	3.5	4.0	4.0	3.0	3.0	3.0
10.0	6.2	14.4	0.29	0.27	0.23	0.23	+0.01	-0.04	1.2	1.5	0.7	0.8	1.5	6.1	+1.0	26.5	33.7	9.5	9.5	9.0	10.0	14.0	-2.0
15.0	8.6	20.2	0.60	0.58	0.51	0.52	0.08	-0.10	2.5	2.7	1.3	1.4	2.7	15.3	9.2	67.3	74.5	27.5	60.0	12.5	22.5	29.5	+12.5
20.0	11.1	25.9	1.08	1.04	0.94	0.97	0.16	-0.17	4.4	4.5	2.1	2.4	4.5	25.5	15.3	128.0	143.0	58.0	43.1	30.5	43.5	46.5	35.5
25.0	13.6	31.7	1.63	1.60	1.44	1.50	0.25	-0.21	6.5	7.1	3.2	3.5	6.7	37.8	35.7	204.0	156.0	88.5	73.5	58.0	63.5	63.0	60.5
30.0	16.1	37.5	2.16	2.12	1.90	1.99	0.31	-0.25	8.6	8.5	4.2	4.5	8.7	54.1	53.1	294.0	301.0	120.5	88.5	63.0	85.0	79.5	42.0
35.0	18.5	43.3	*)	2.70	2.40	2.53	0.30	-0.22	10.9	10.7	5.4	5.6	11.0	75.5	77.6	381.0	395.0	152.5	101.0	81.5	104.5	106.0	62.0
40.0	21.0	49.1	*)	3.25	2.87	3.03	0.44	-0.31	13.1	12.8	6.3	6.7	13.0	103.0	99.0	466.0	483.0	180.0	112.5	96.0	121.5	105.0	128.5
45.0	23.5	54.9	*)	3.78	3.32	3.51	0.53	-0.36	15.1	14.8	6.2	7.8	14.0	123.0	119.0	546.0	573.0	207.0	120.0	109.0	150.5	123.0	150.5
3.43	2.9	6.8	1.23	1.34	1.69	1.19	**)	-0.03	5.1	5.3	2.9	2.7	5.6	62.2	58.2	207.0	223.0	79.0	38.5	34.0	46.0	36.5	50.5
10.0	6.2	14.4	1.54	1.66	1.94	1.45	0.06	-0.08	6.5	6.5	3.5	3.4	6.9	71.4	63.3	253.0	266.0	96.0	148.5	44.0	39.0	48.5	64.5
25.0	13.6	31.7	2.67	1.74	2.93	2.51	0.20	-0.21	10.9	10.9	5.5	5.6	11.1	105.0	99.0	415.0	431.0	145.0	76.5	74.5	99.5	84.0	109.5
45.0	23.5	54.9	3.84	4.08	4.11	3.75	0.27	-0.22	16.3	15.9	8.0	8.0	16.0	145.0	139.0	642.0	633.0	225.5	111.5	113.5	145.5	124.5	161.0
50.0	26.0	60.6	4.40	4.53	4.49	4.14	0.39	-0.29	17.9	17.7	8.7	8.9	17.6	160.0	154.0	658.0	698.0	246.5	122.5	123.0	160.5	136.5	177.5
55.0	28.4	66.4	4.97	5.12	4.99	4.68	0.41	-0.28	20.3	20.0	9.8	10.0	19.8	188.0	176.0	750.0	796.0	278.0	135.5	139.5	179.0	154.0	200.5
60.0	30.9	72.2	5.45	5.70	5.41	5.15	0.46	-0.30	23.1	22.1	10.9	11.5	22.4	212.0	193.0	827.0	868.0	313.0	145.5	149.0	194.5	168.5	218.0
65.0	33.4	78.0	6.03	6.31	5.82	5.70	0.54	-0.37	25.4	24.5	11.9	12.0	23.9	246.0	217.0	937.0	970.0	334.5	159.5	170.5	215.5	189.0	240.0
70.0	35.9	83.8	6.61	6.92	6.45	6.26	0.60	-0.38	27.6	26.6	12.9	13.0	25.9	282.0	242.0	1040.0	1060.0	367.5	173.5	187.5	238.0	211.5	261.5
75.0	38.3	89.5	7.38	7.74	7.11	7.02	0.57	-0.31	30.7	29.6	14.3	14.1	28.4	332.0	276.0	1180.0	1190.0	406.0	192.0	197.5	265.0	241.0	288.0
80.0	40.8	95.3	8.58	8.95	8.13	8.21	0.56	-0.24	34.7	33.4	16.0	15.8	31.8	440.0	321.0	1430.0	1420.0						
85.0	43.3	101.0																					
90.0	45.8	107.0	*)	Uhr hat gehakt				**)	Uhr mußte neu eingestellt werden														

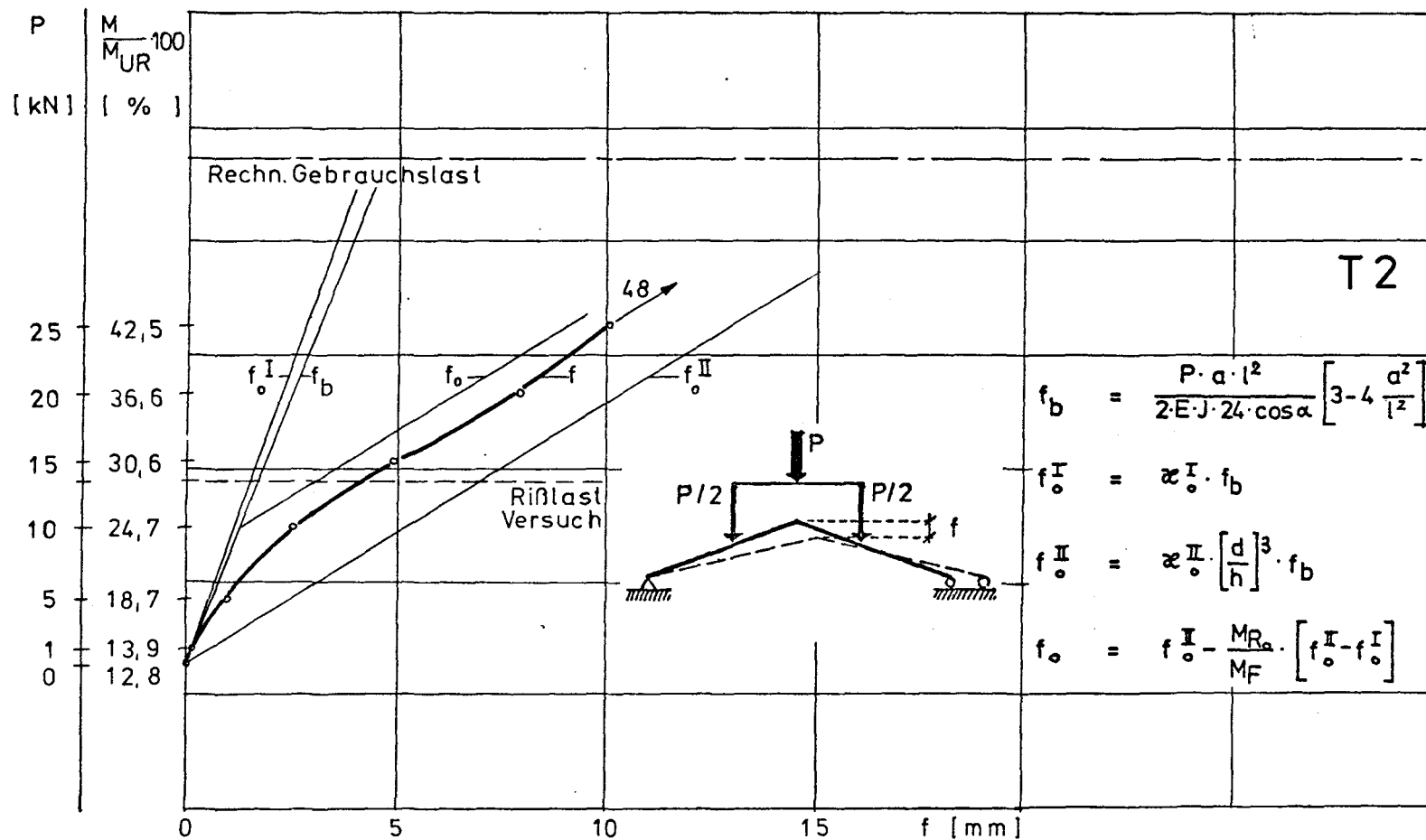
$(M/M_{UR}) \cdot 100$

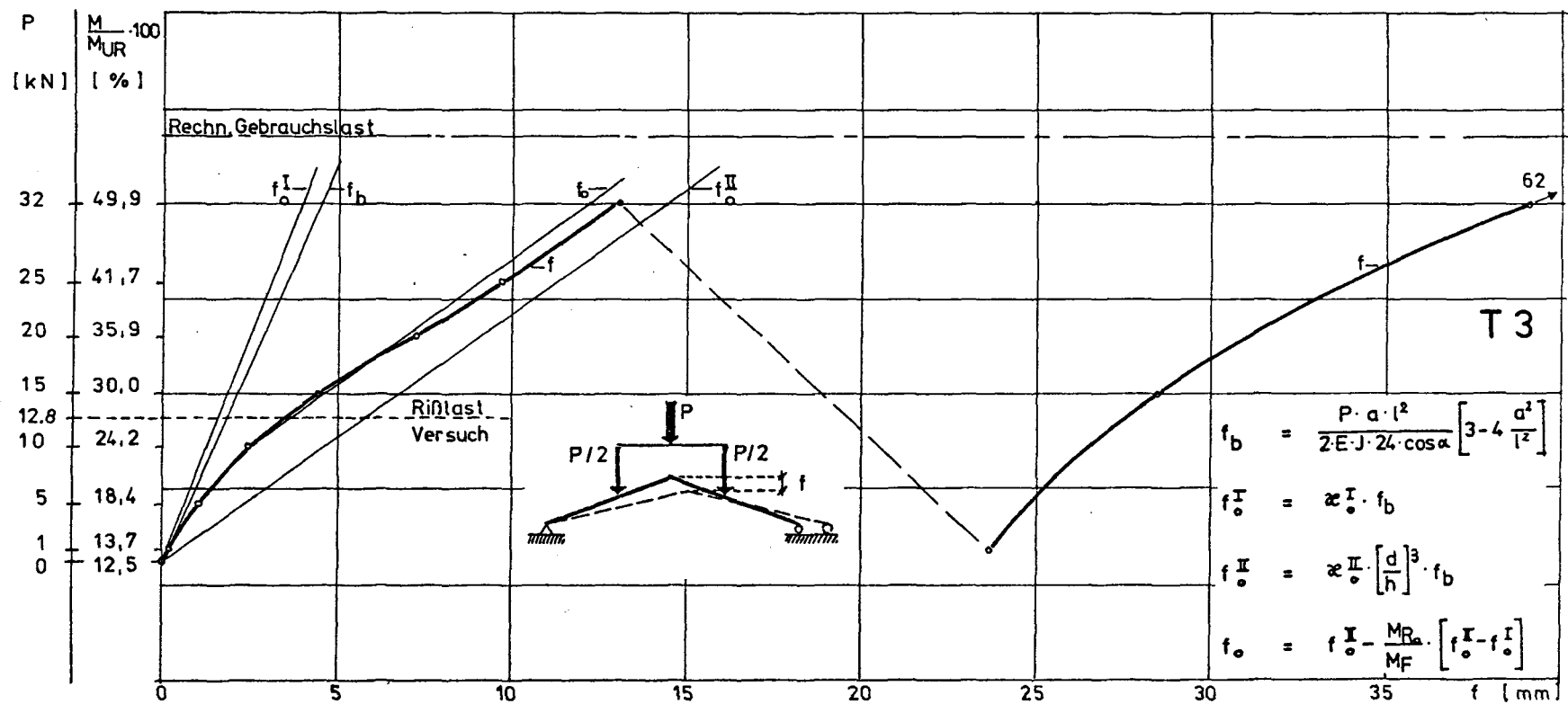


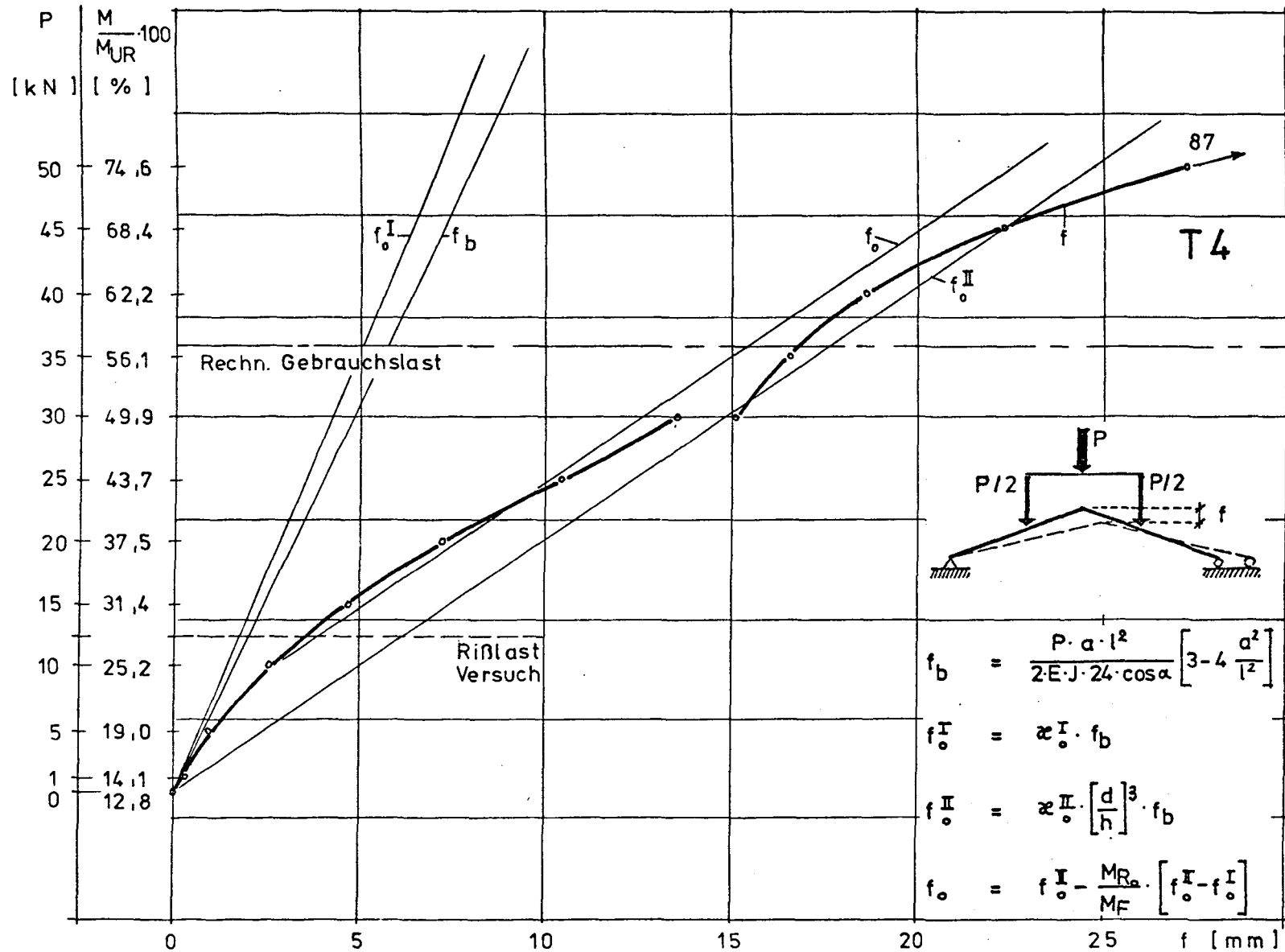
Maximale Durchbiegung

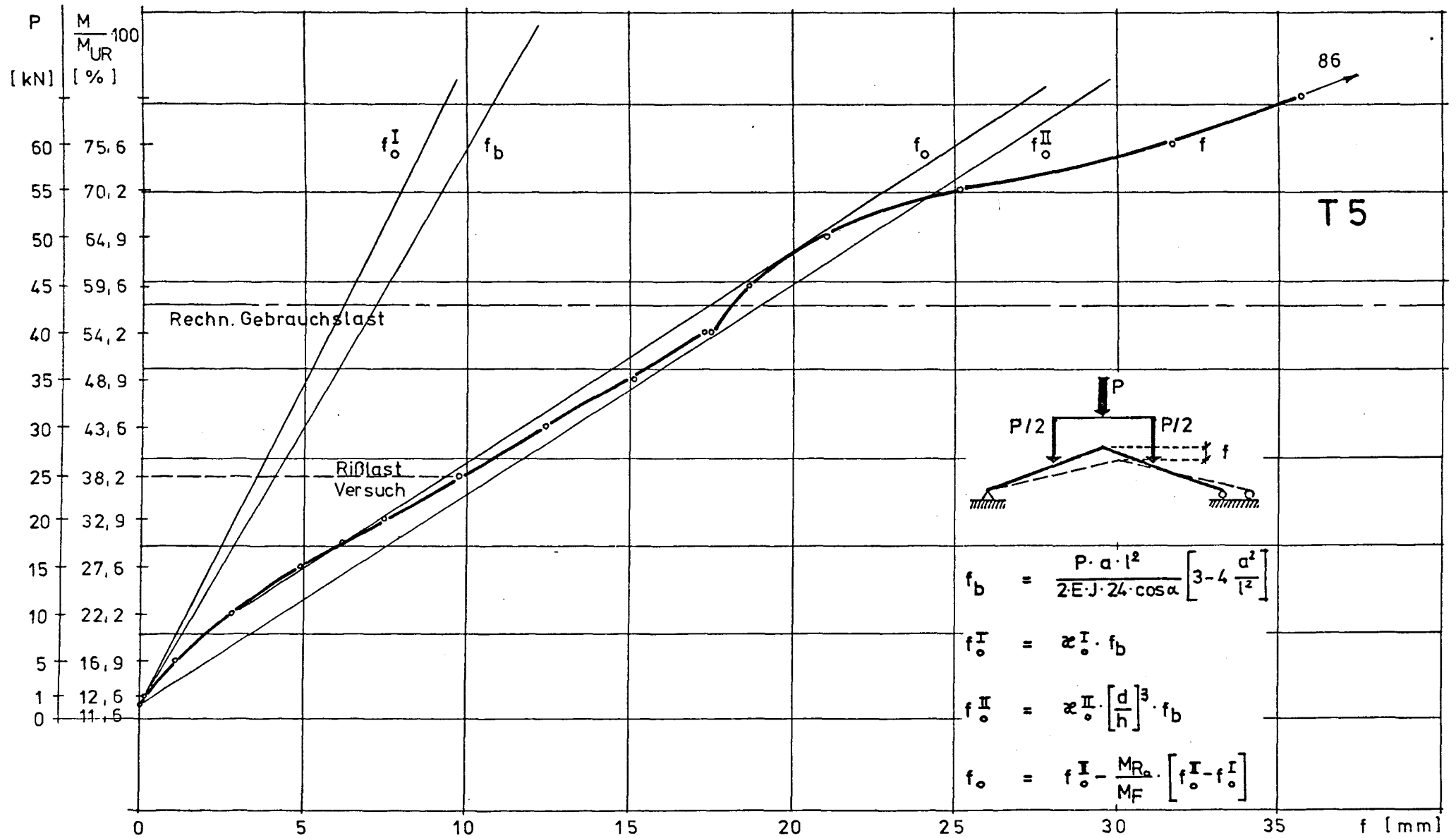
Anlage 16

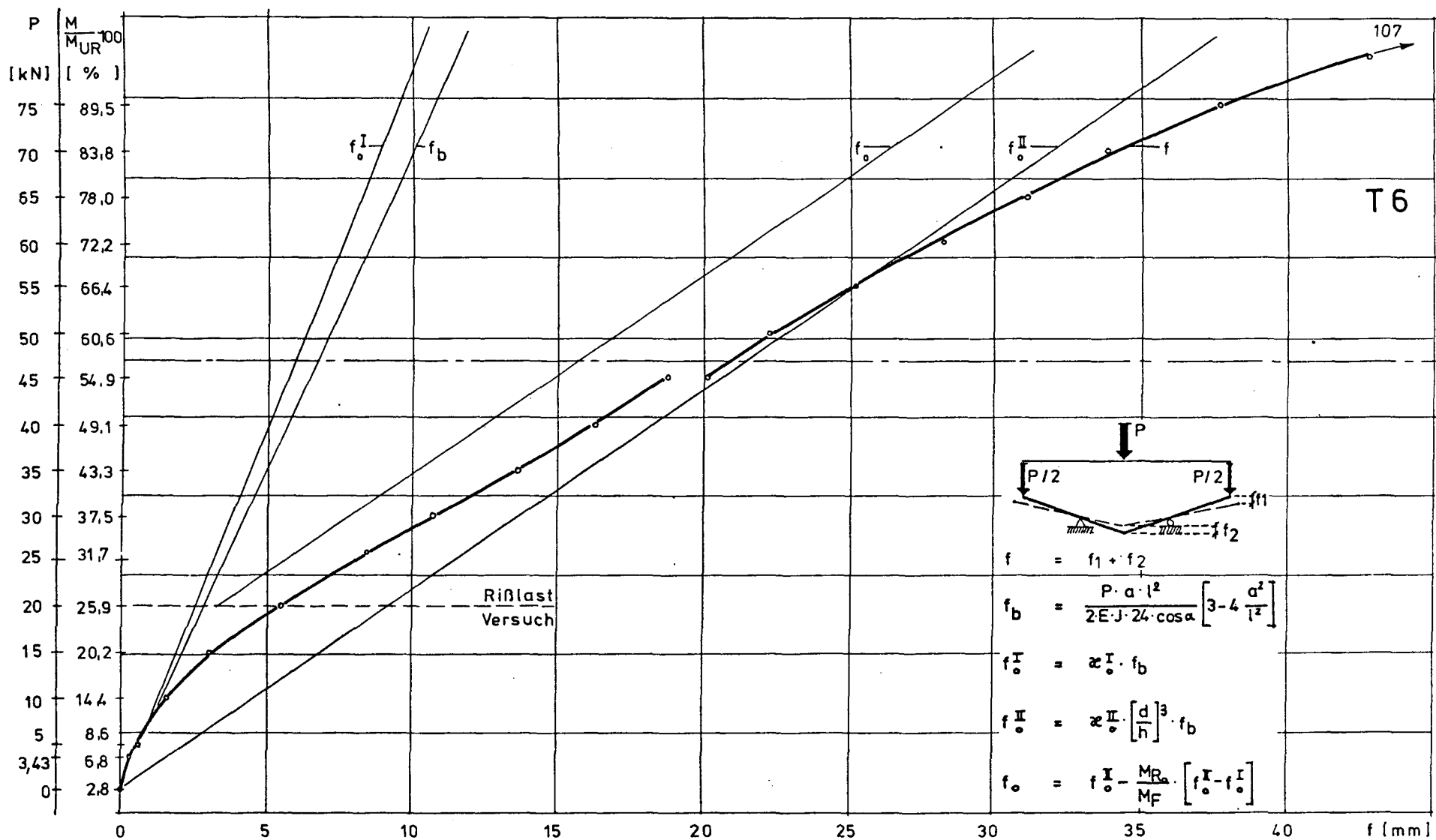




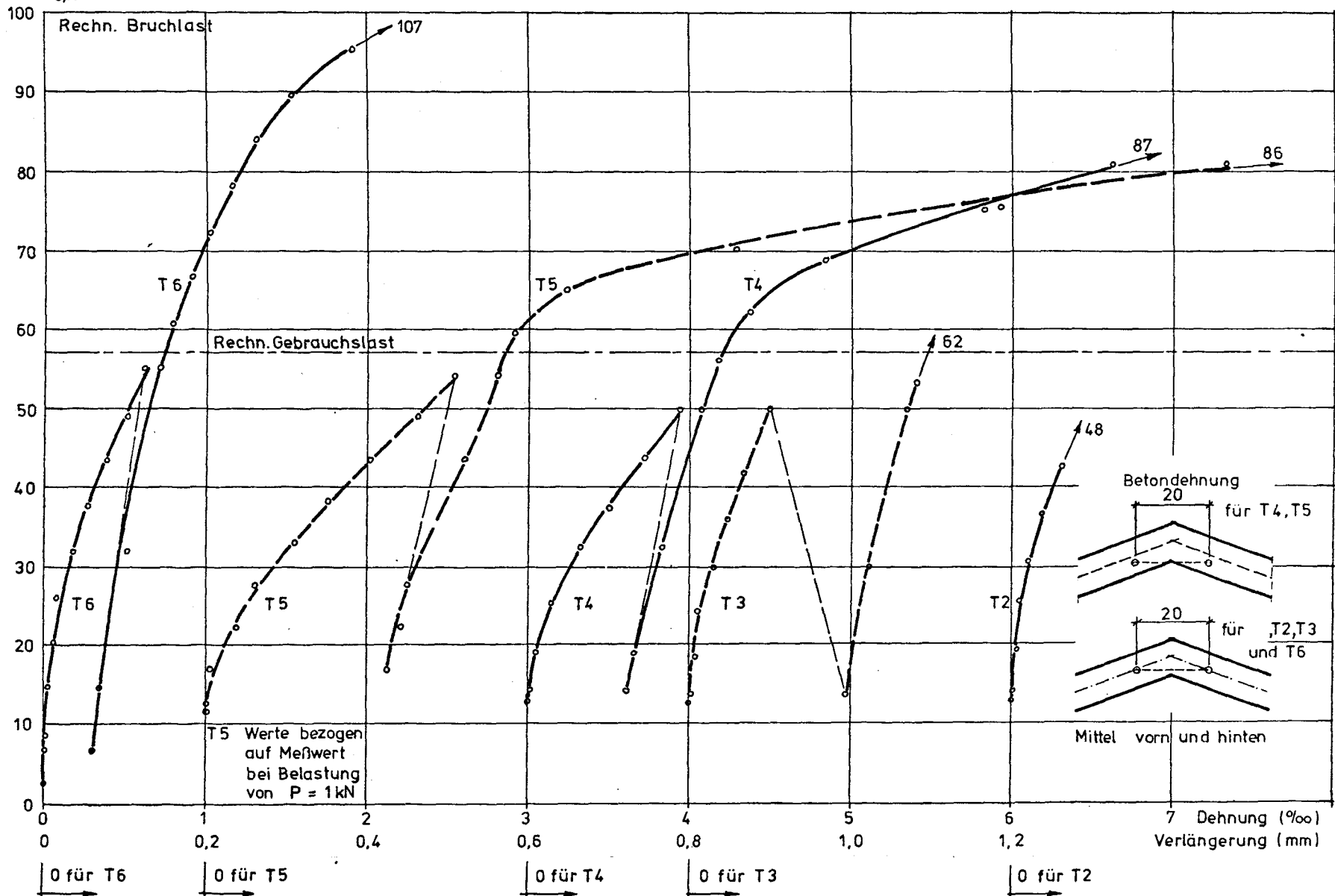








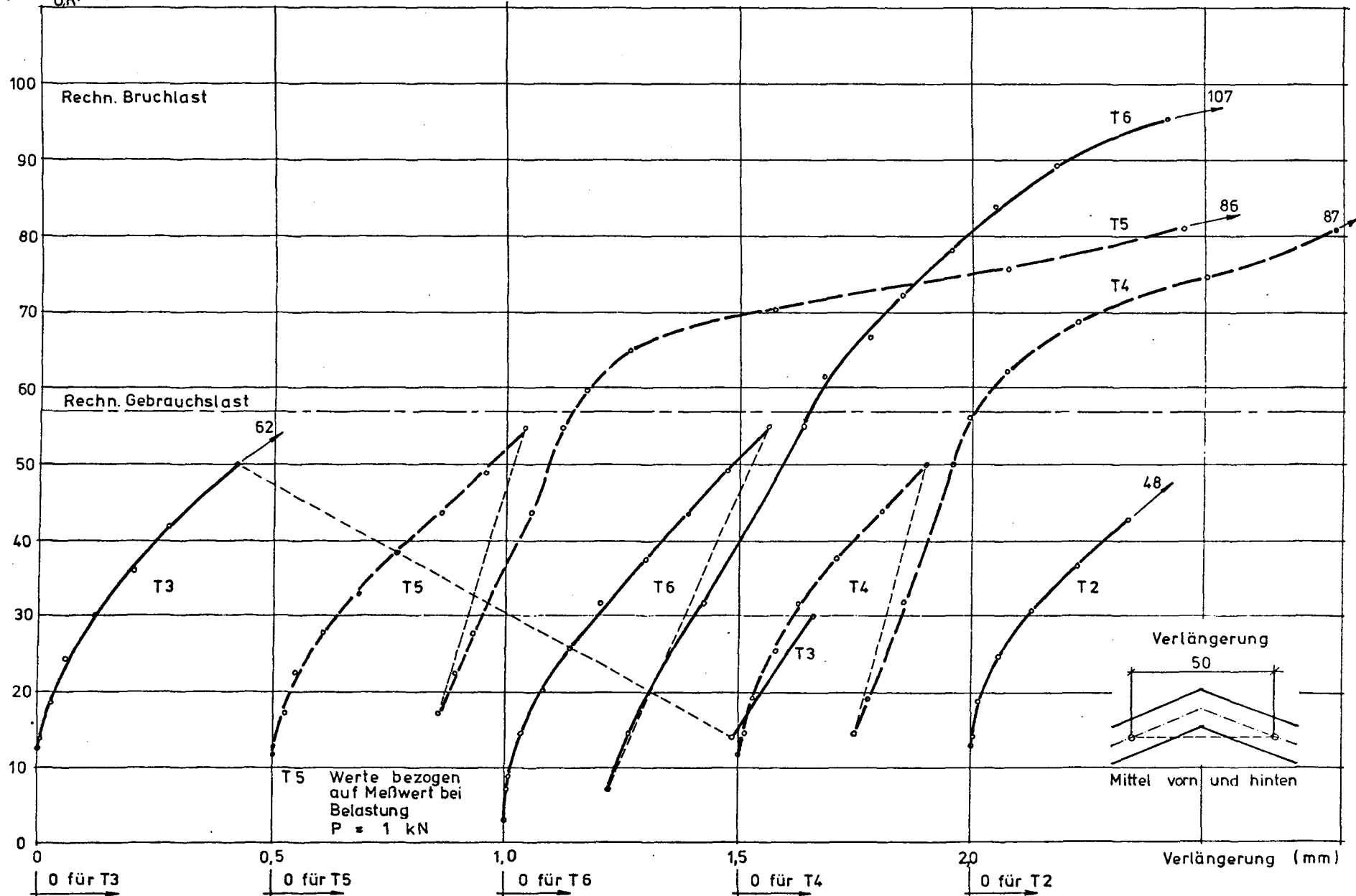
$(M/M_{UR}) \cdot 100$

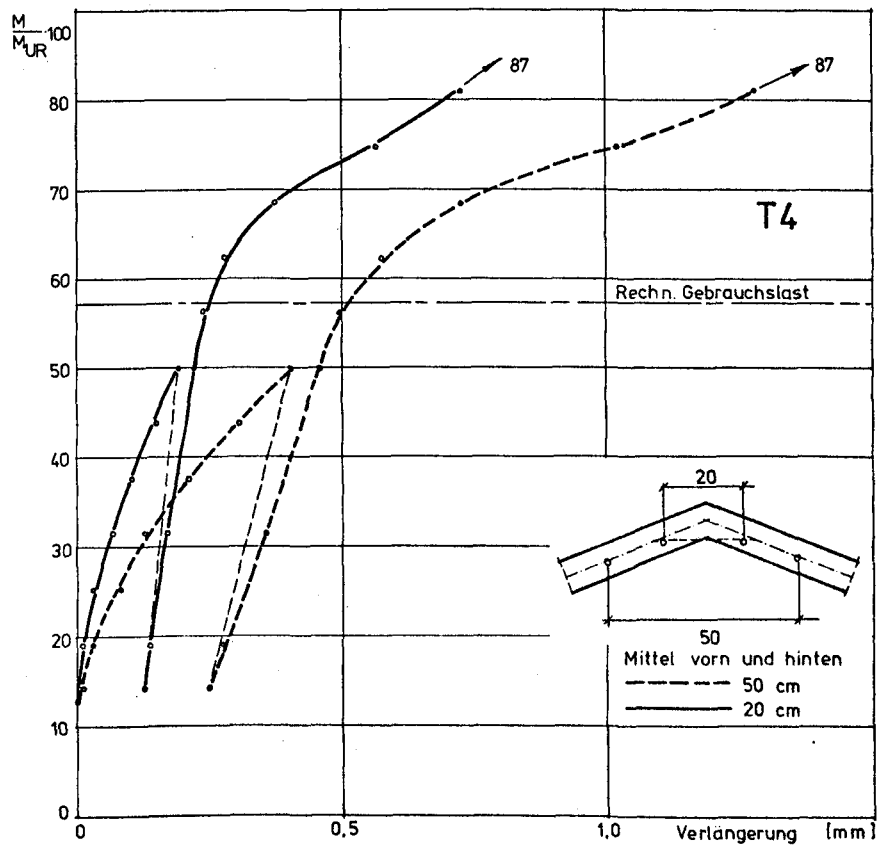
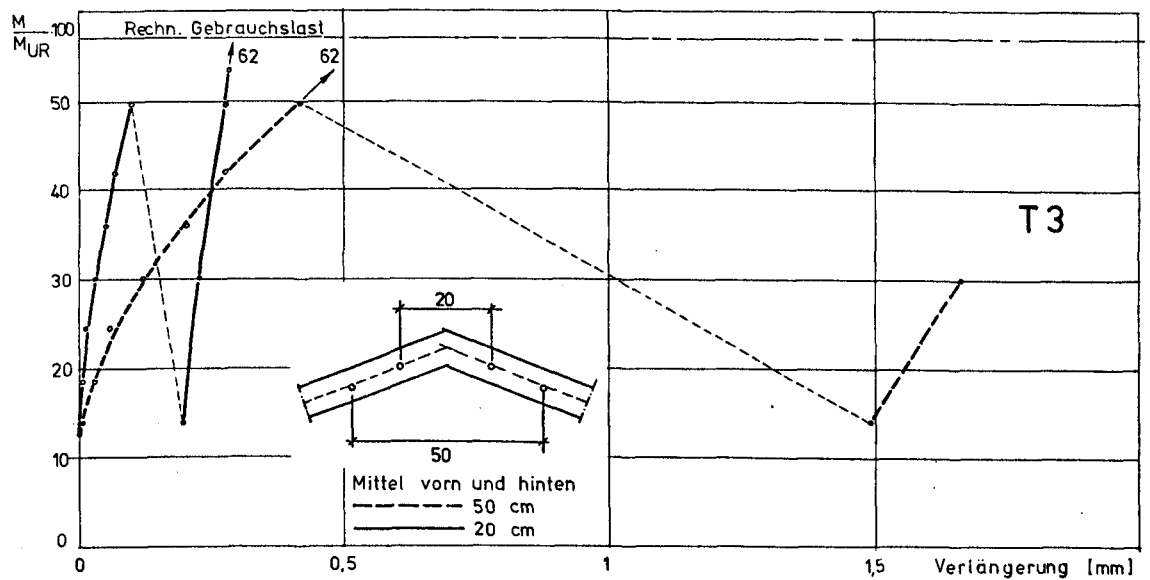
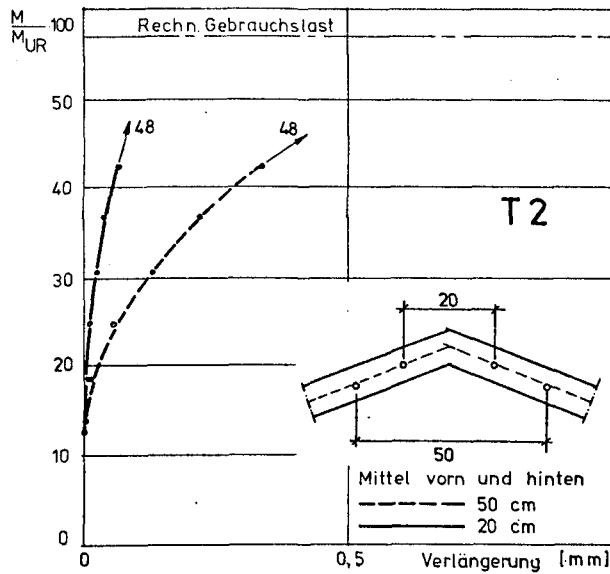


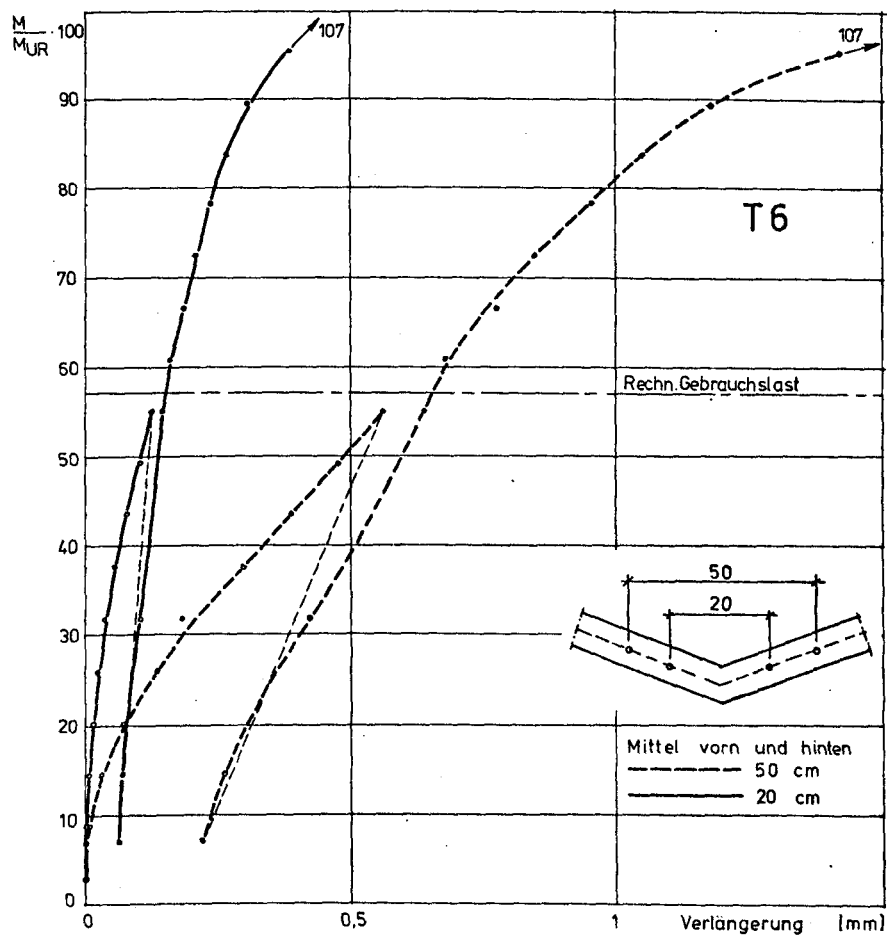
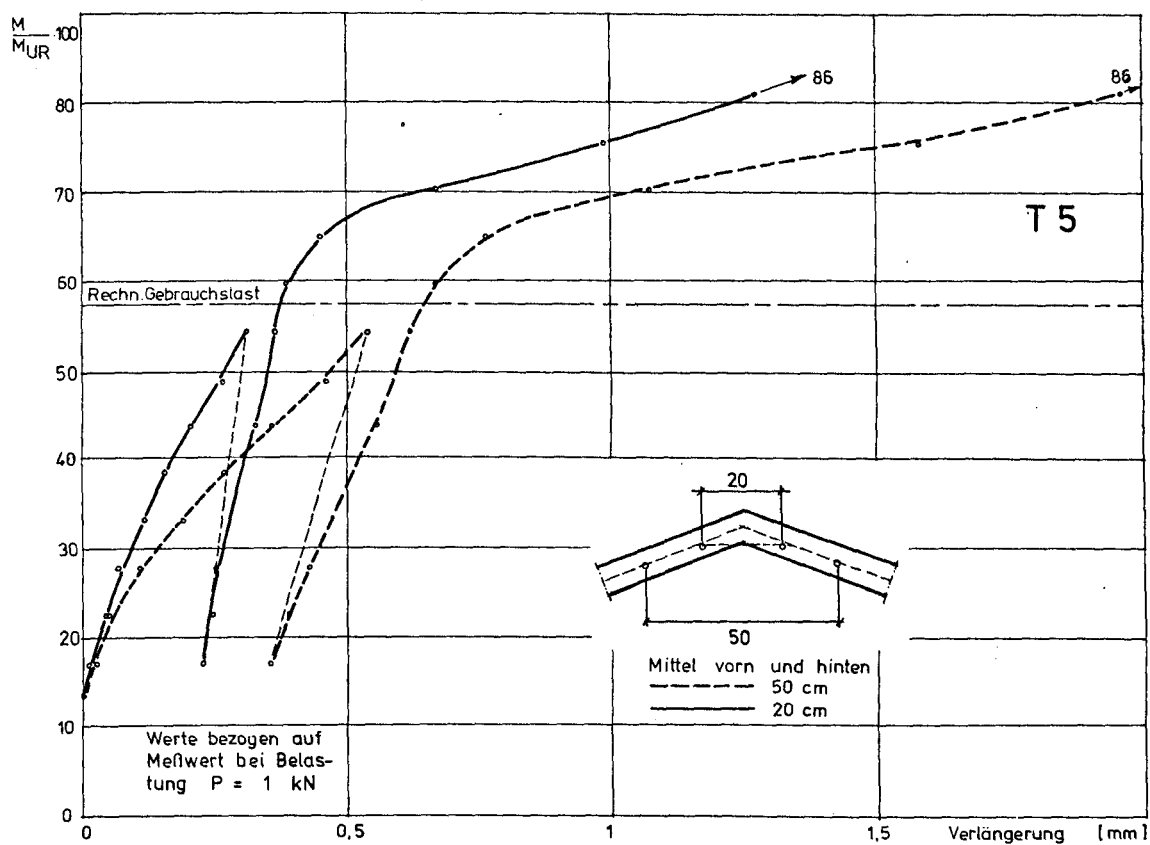
Dehnungen bzw. Verlängerungen im Knickbereich

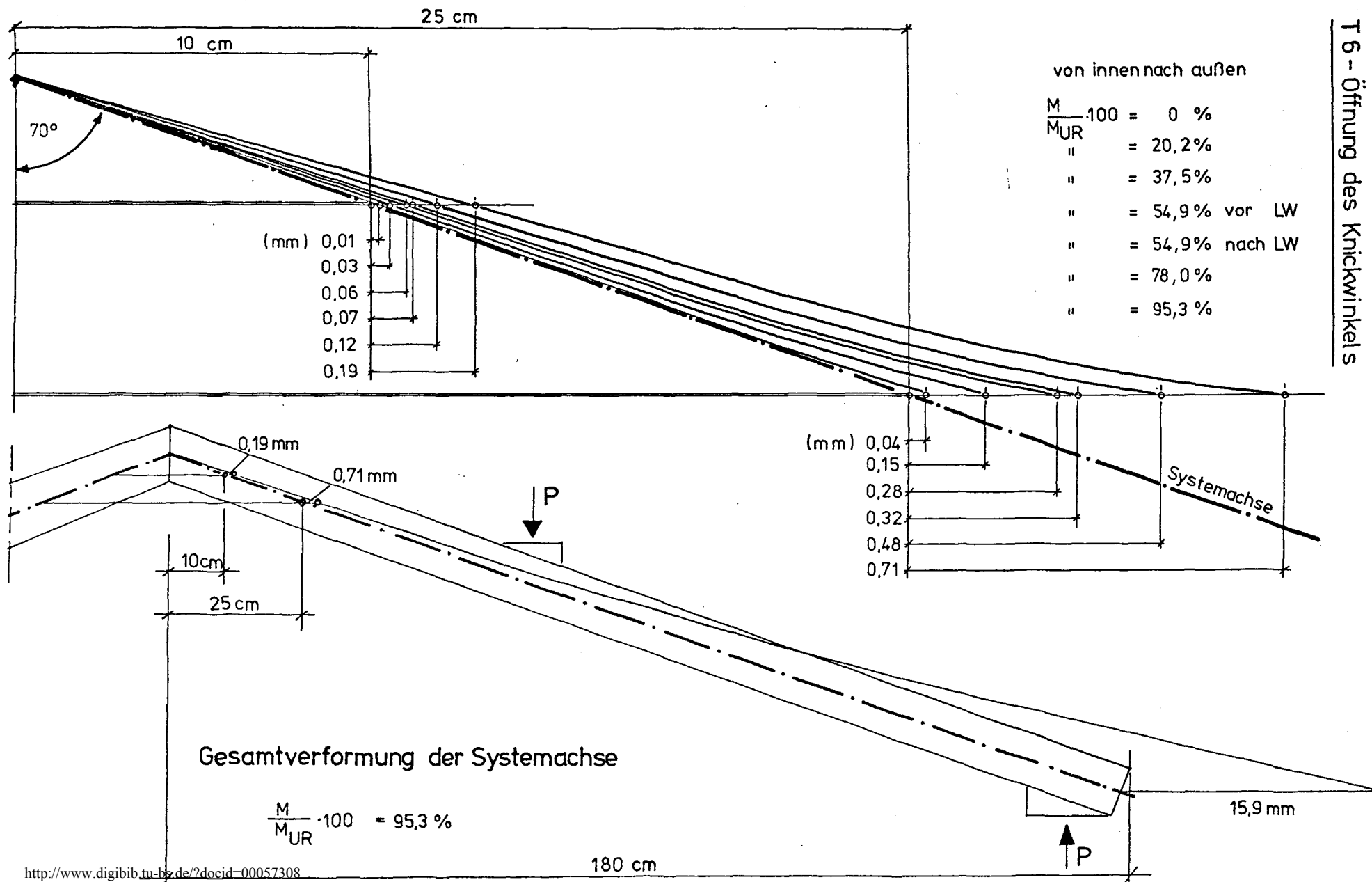
Anlage 23

$(M/M_{UR}) \cdot 100$





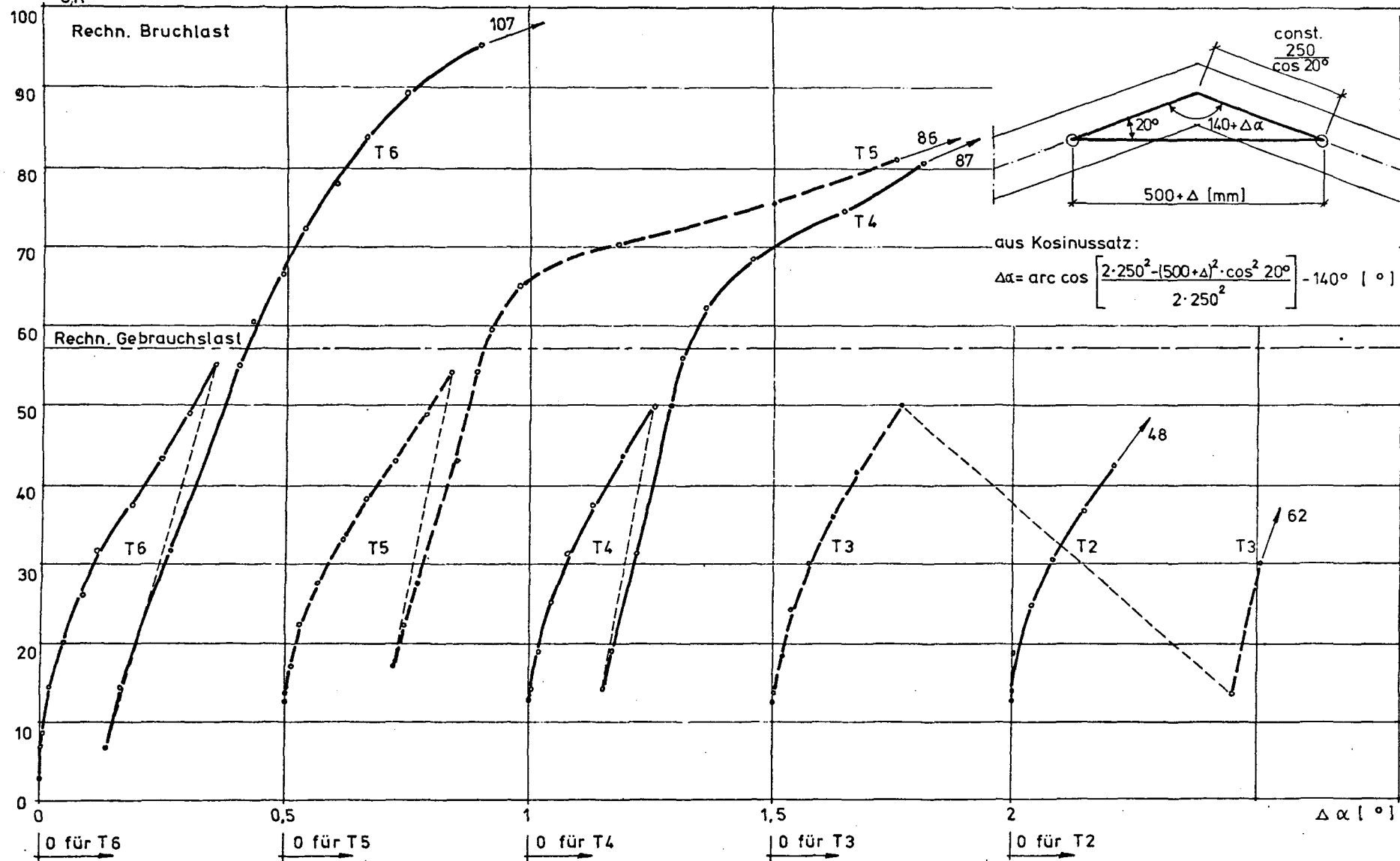




T 6 - Öffnung des Knickwinkels

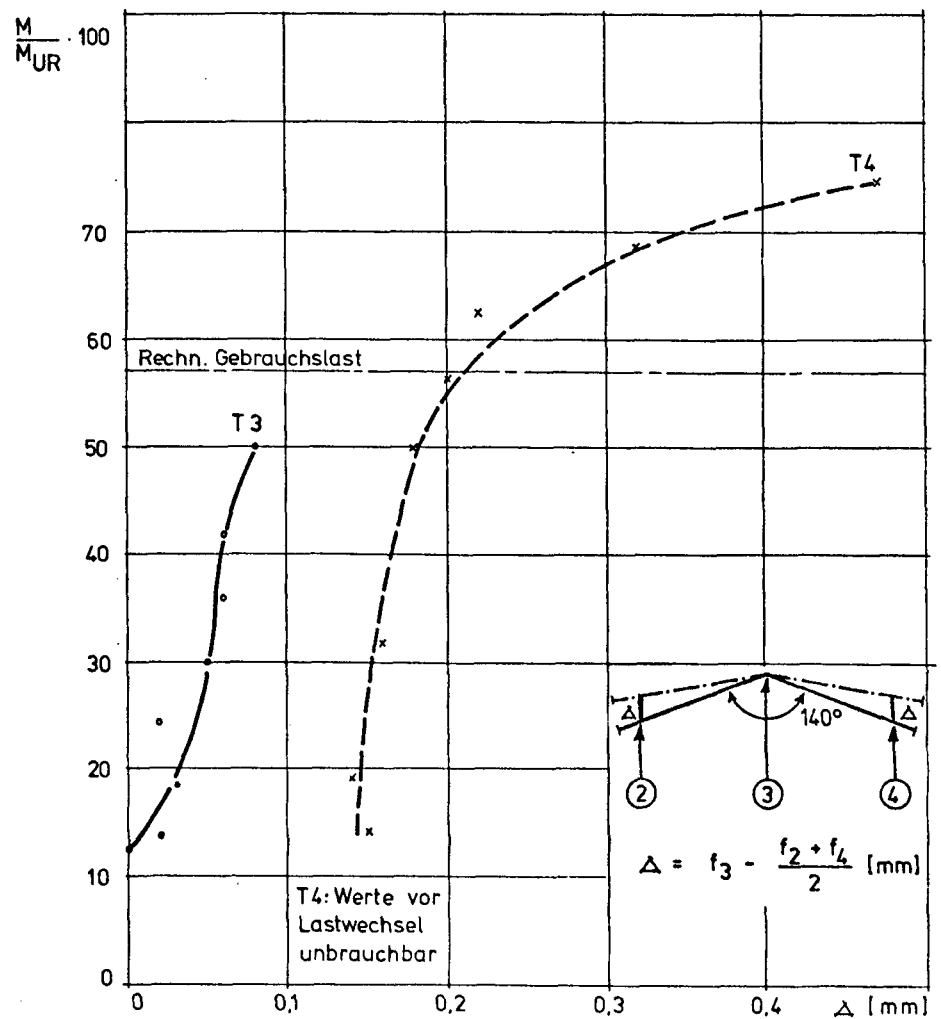
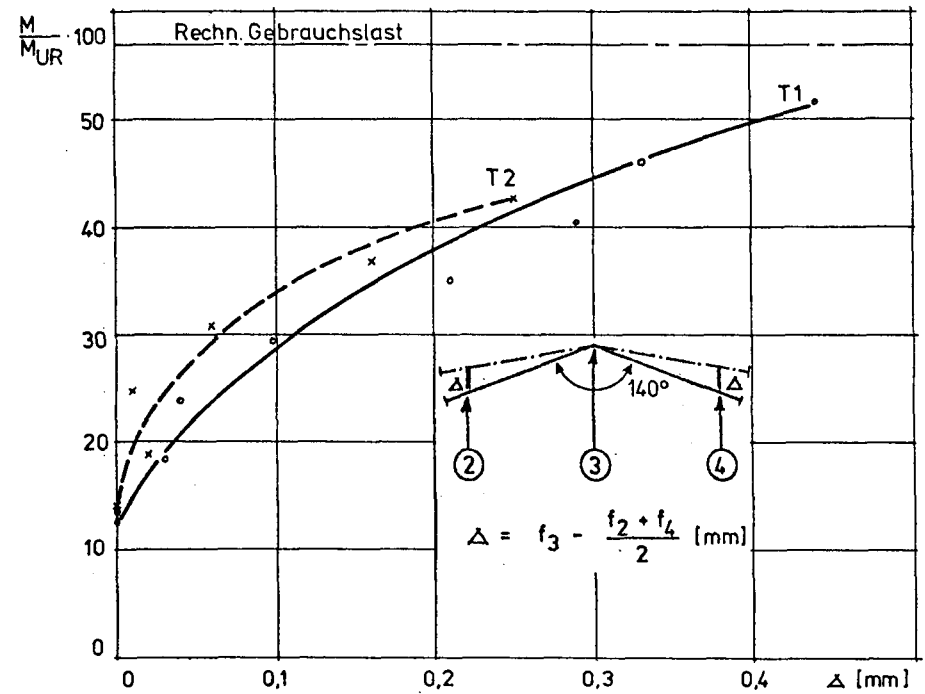
Anlage 26 b

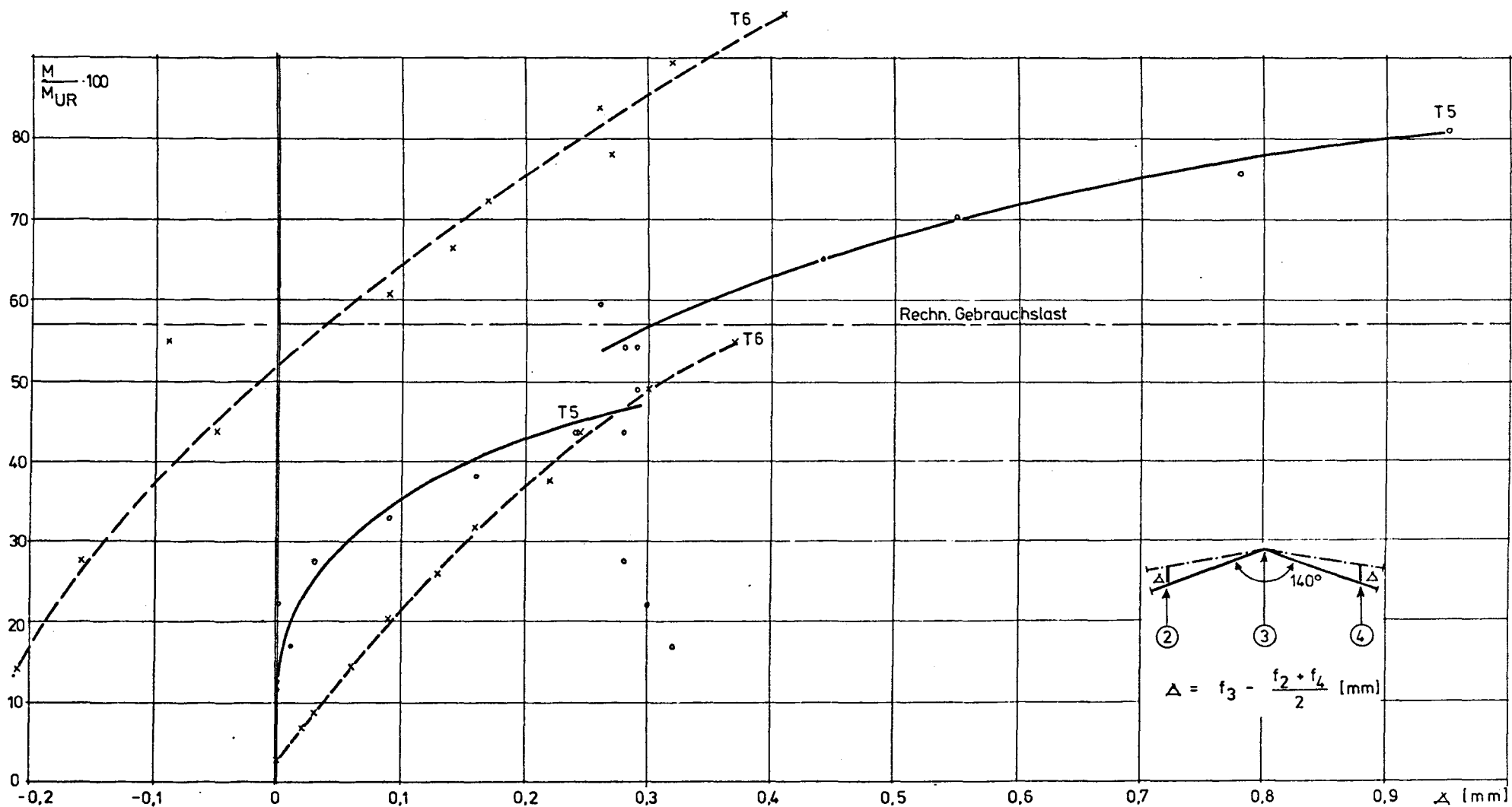
$(M/M_{UR}) \cdot 100$



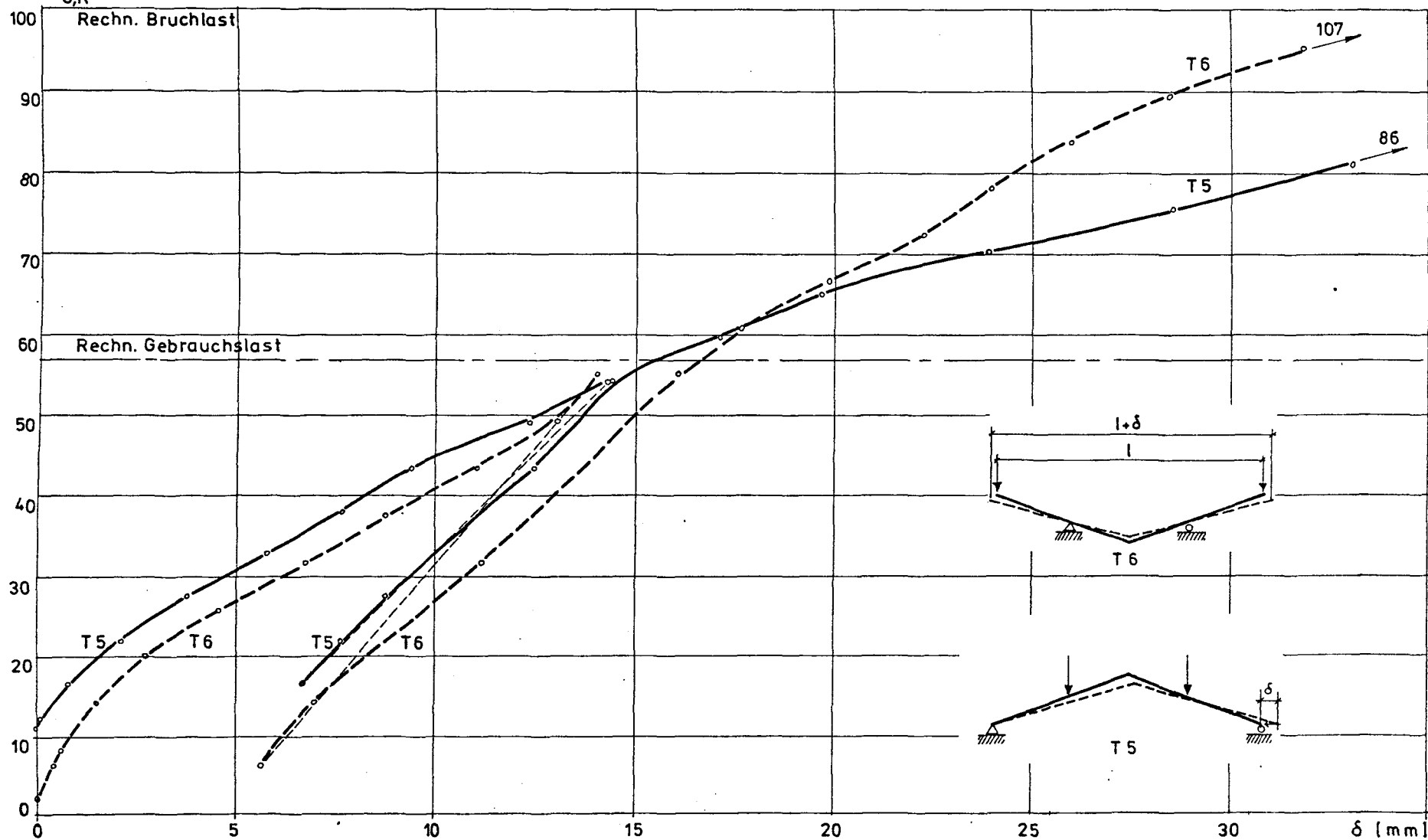
Änderung des Knickwinkels

Anlage 27





$(M/M_{U,R}) \cdot 100$

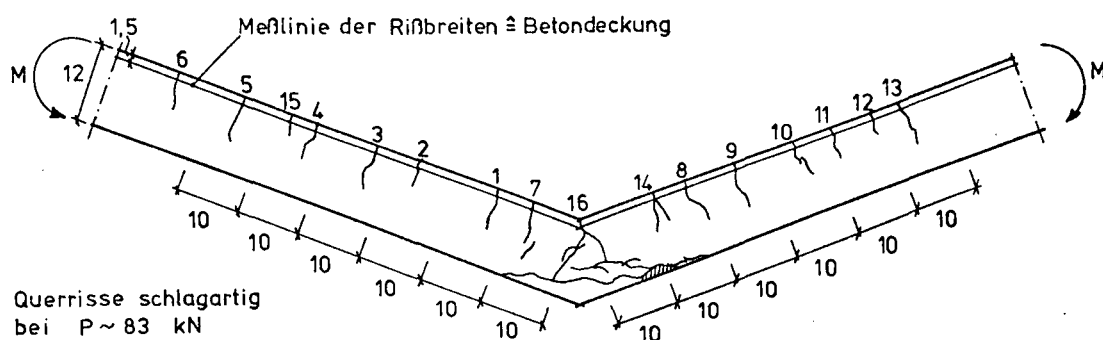


Verschiebung der freien Schenkelenden

Anlage 30

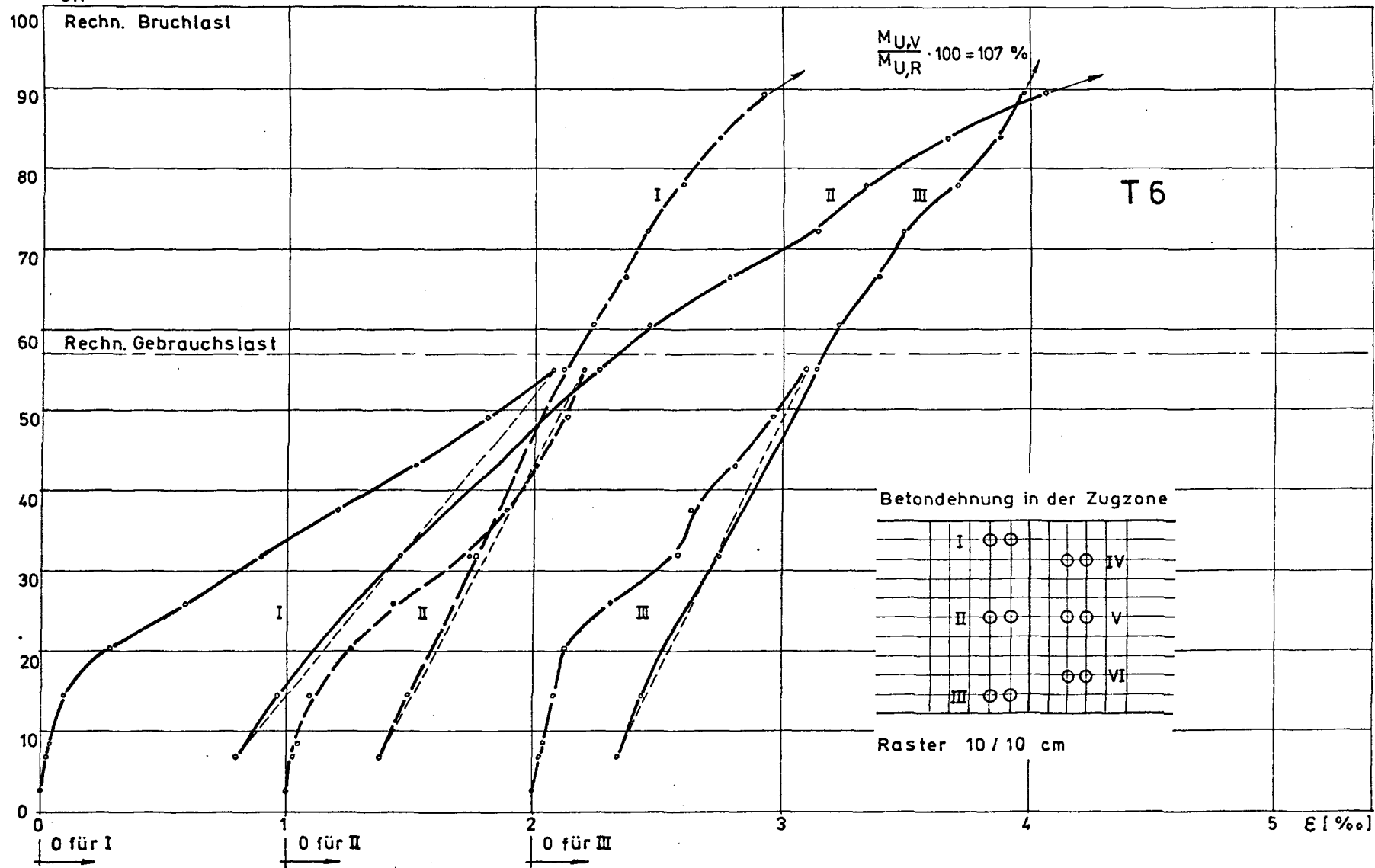
Rißbreiten T 6

Bezeichnung der Risse

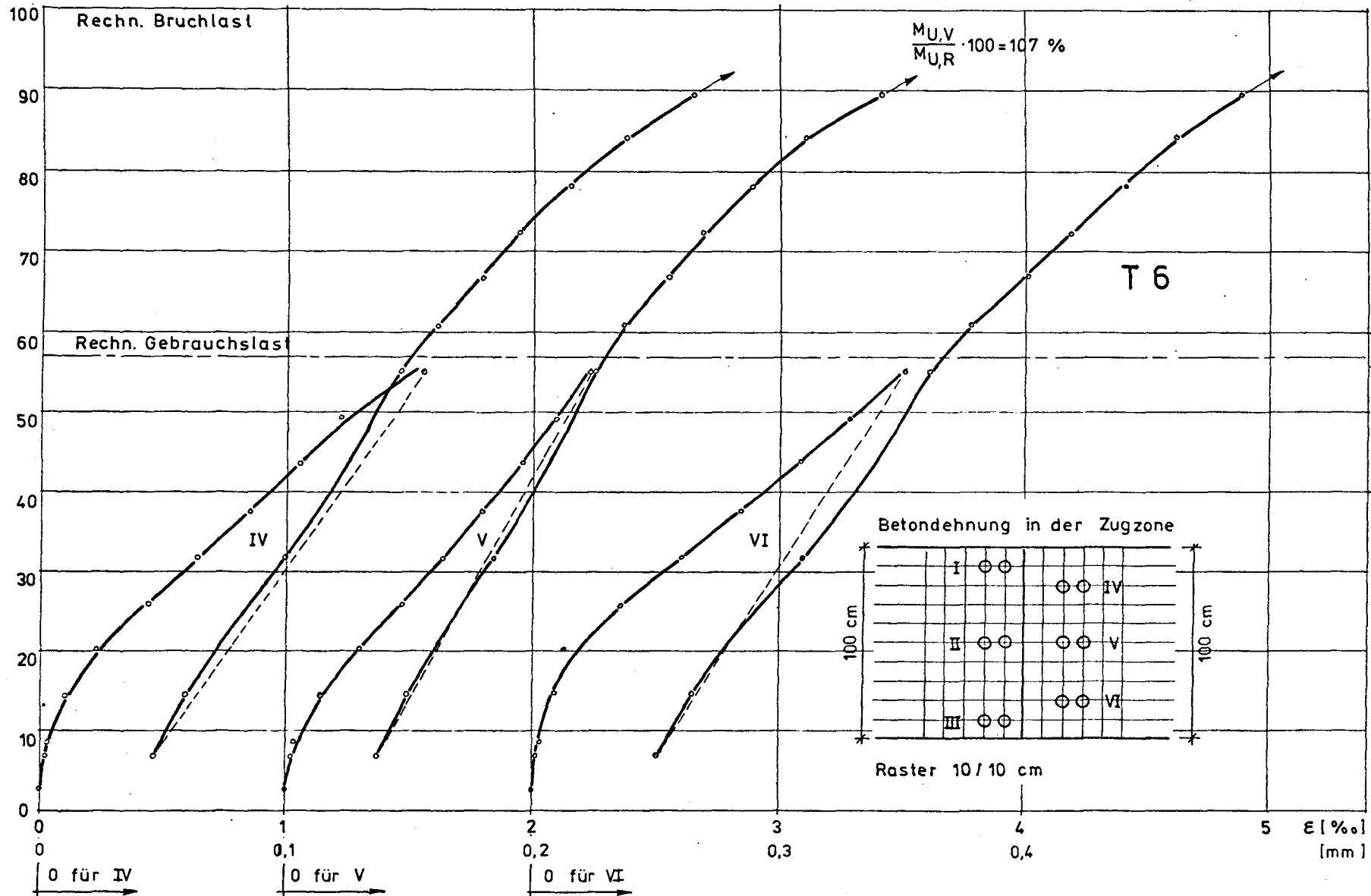


P	$\frac{M}{M_{U,R}} \cdot 100$	Rißbreiten 1/100 mm - gemessen auf der Meßlinie															
		Riß Nr.															
[kN]	[%]	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
0	2,8																
3,43	6,8																
5,0	8,6																
10,0	14,4																
15,0	20,2																
20,0	25,9																
25,0	31,7	1	1														
30,0	37,5	1	1														
35,0	43,3	2	1	2	2	1	1	2	1	1	1	2	1	1			
40,0	49,1	2	3	3	3	4	5	2	1	2	2	2	2	2			1
45,0	54,9	4	4	4	6	5	6	5	4	3	4	5	3	3	4		3
100 Lastwechsel zwischen 5 und 45 kN																	
45,0	54,9	10	10	5	7	8	9	6	5	6	7	8	3	2	4	3	7
57,1 Rechnerische Gebrauchslast																	
50,0	60,6	10	10	9	9	8	9	6	5	6	7	8	6	8	7	4	8
55,0	66,4	10	10	9	10	10	12	8	9	7	9	8	6	9	7	7	8
60,0	72,2	10	11	12	13	10	13	9	9	8	9	8	6	9	7	7	10
65,0	78,0	11	12	12	13	10	13	9	11	8	11	8	8	12	8	8	12
70,0	83,8	13	11	12	14	11	13	12	11	11	11	13	9	12	11	9	14
75,0	89,5	15	16	14	14	13	17	12	12	11	9	13	9	12	11	10	16
80,0	95,3																
85,0	101,0																
90,0	107,0																

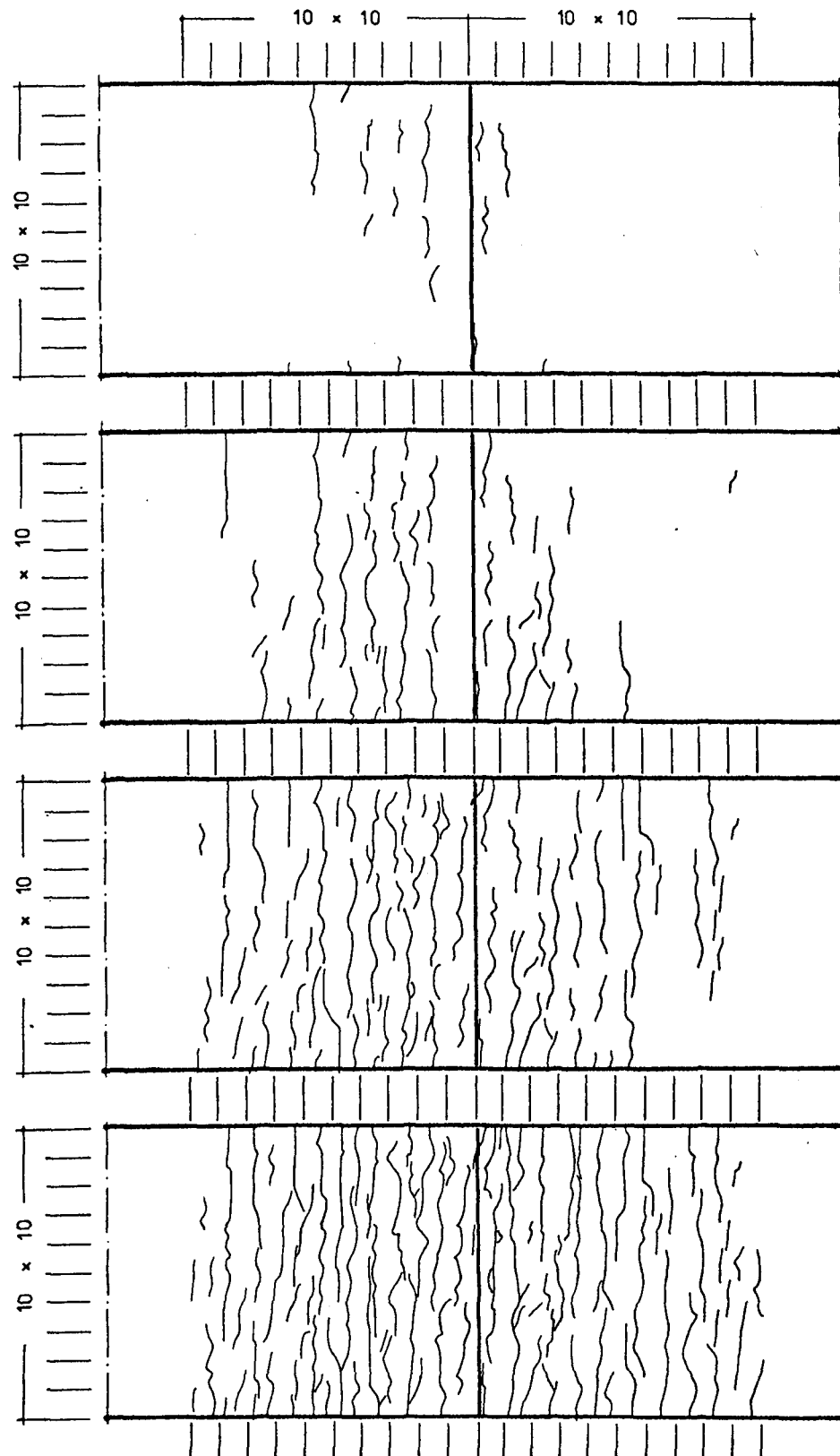
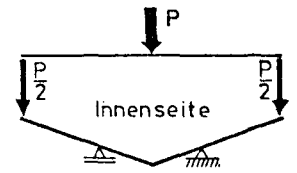
$(M/M_{UR}) \cdot 100$



$(M/M_{U,R}) \cdot 100$



T 6 Rißentwicklung Innenseite



$P = 20\text{kN}$

$\frac{M}{M_{UR}}100 = 25,9\%$

$P = 30\text{kN}$

$\frac{M}{M_{UR}}100 = 37,5\%$

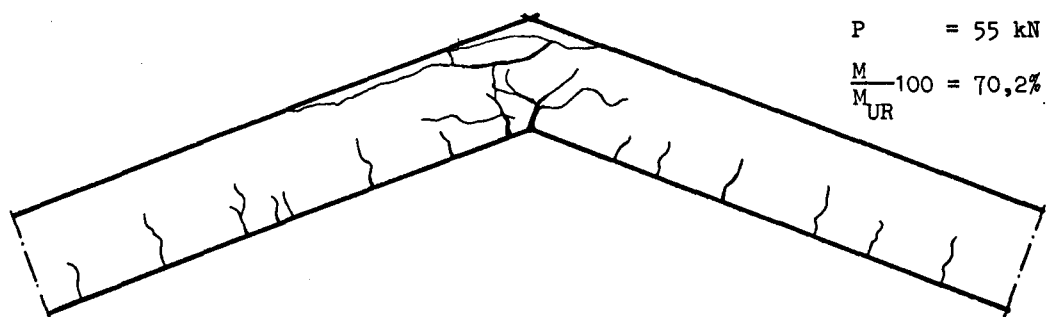
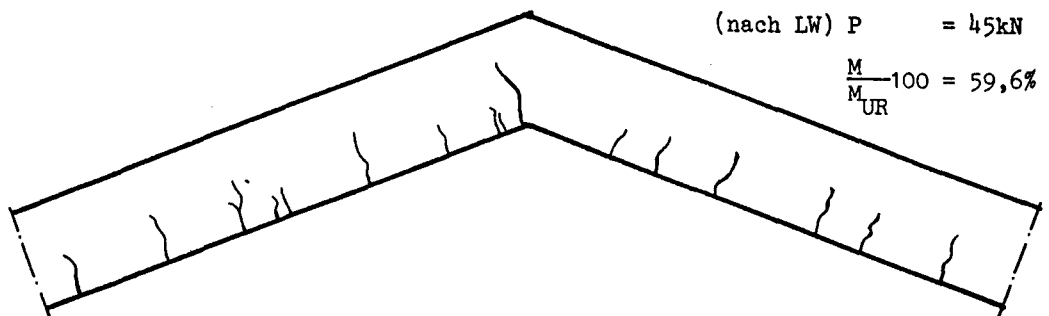
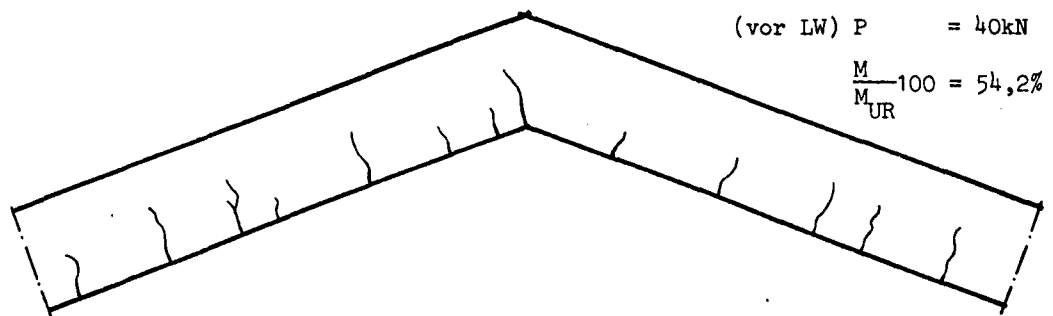
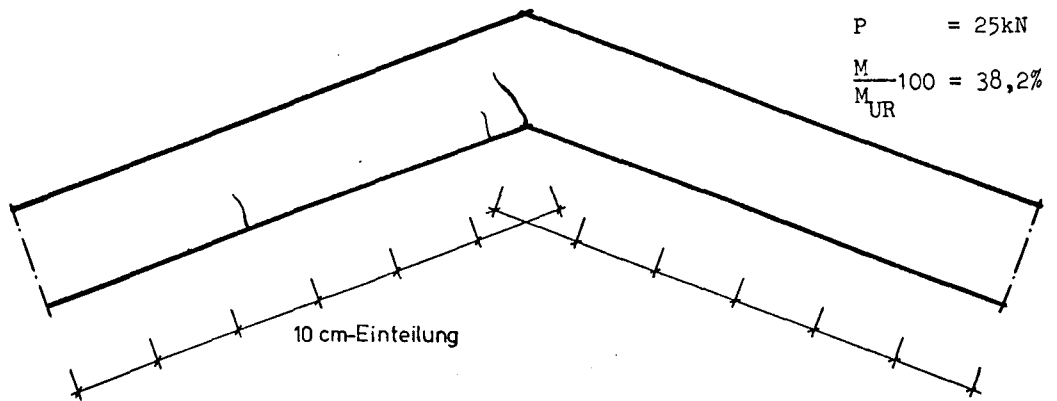
$P = 45\text{kN}$

$\frac{M}{M_{UR}}100 = 54,9\%$

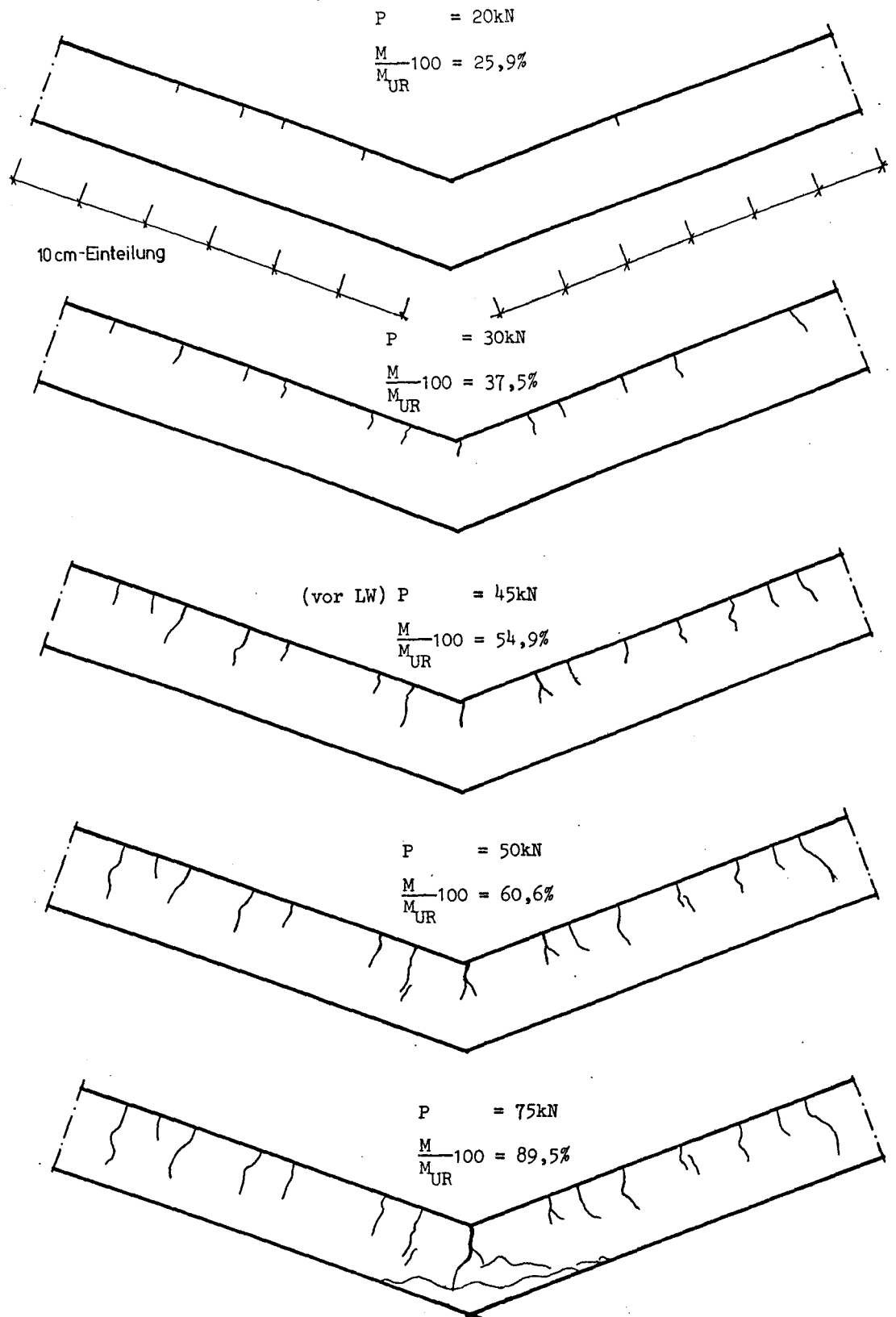
$P = 75\text{kN}$

$\frac{M}{M_{UR}}100 = 89,5\%$

T5 Rißentwicklung

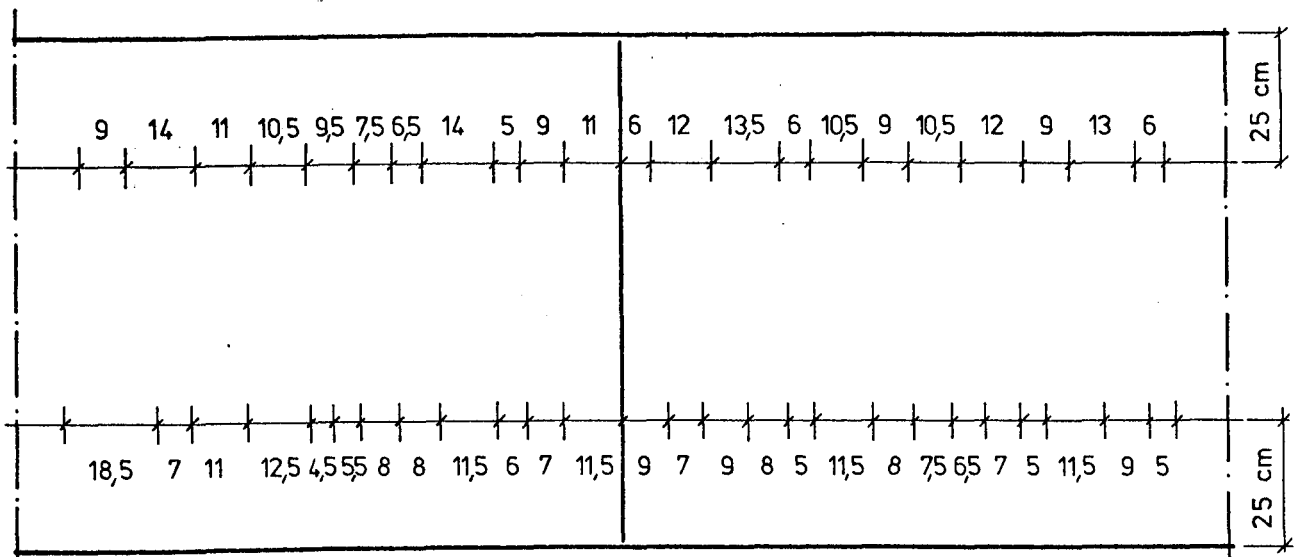


T 6 Rißentwicklung

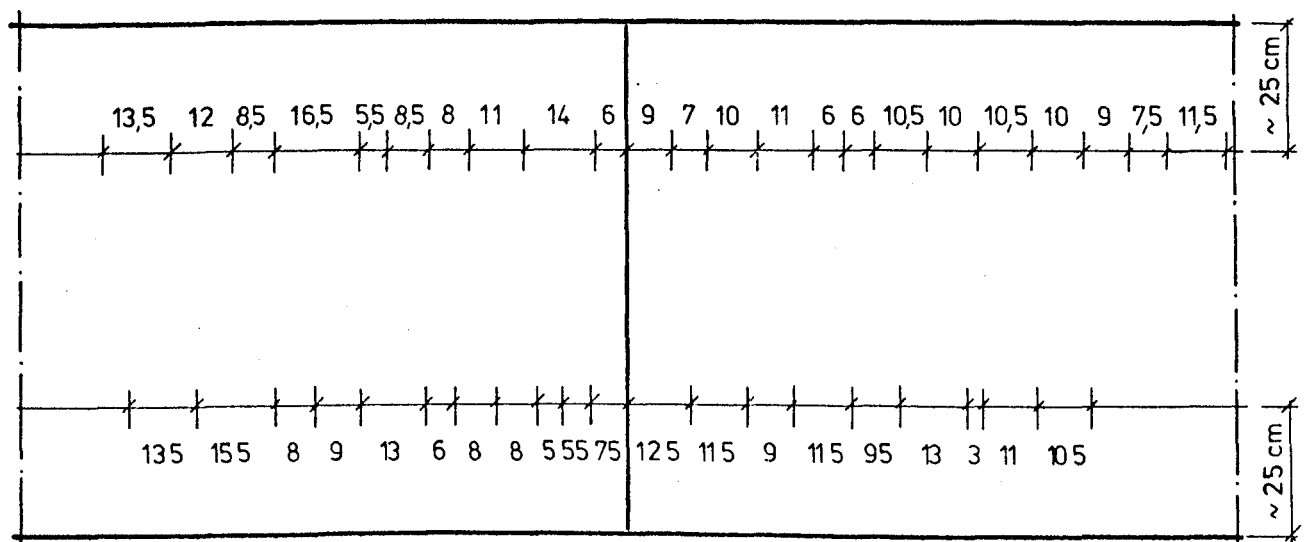


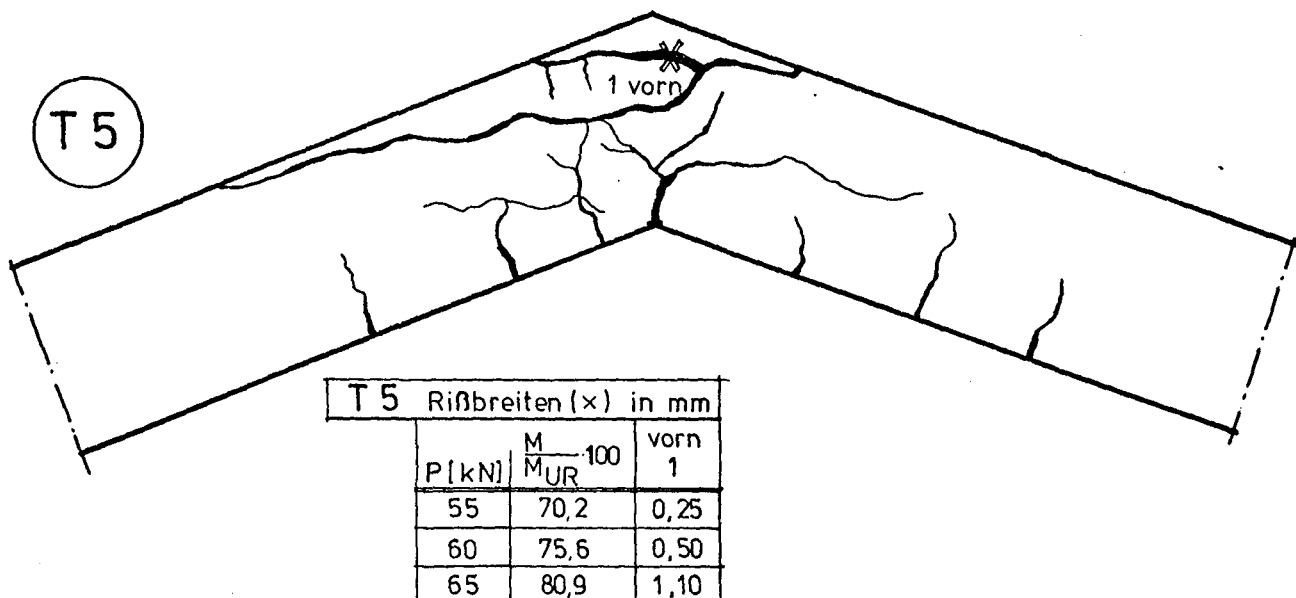
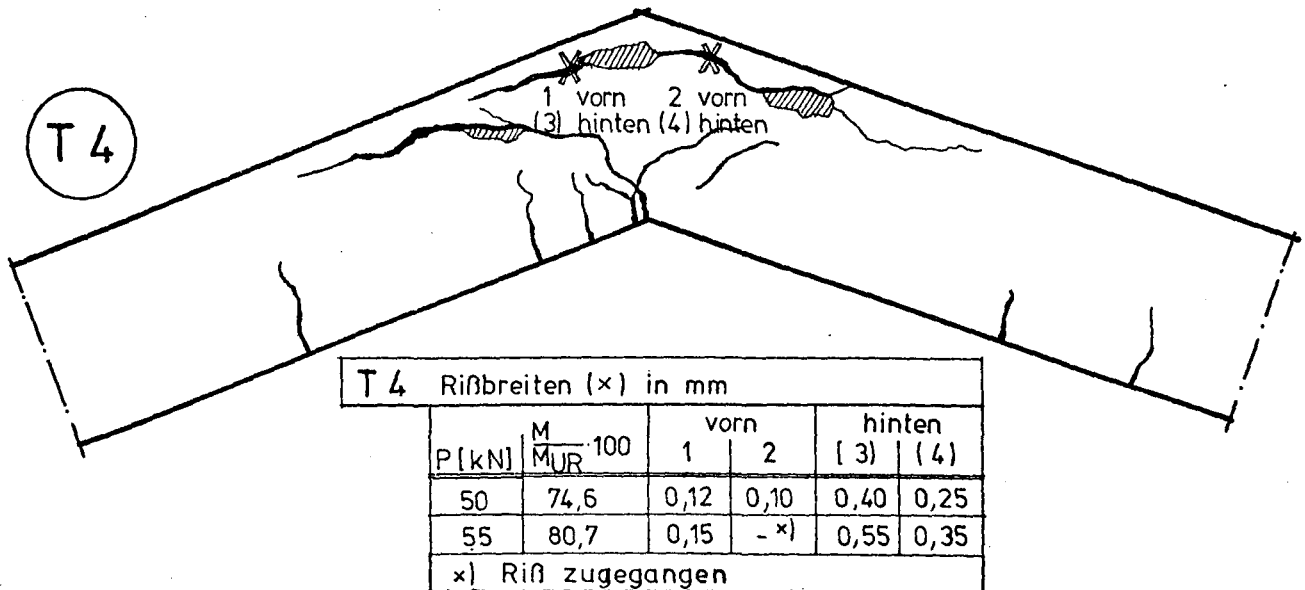
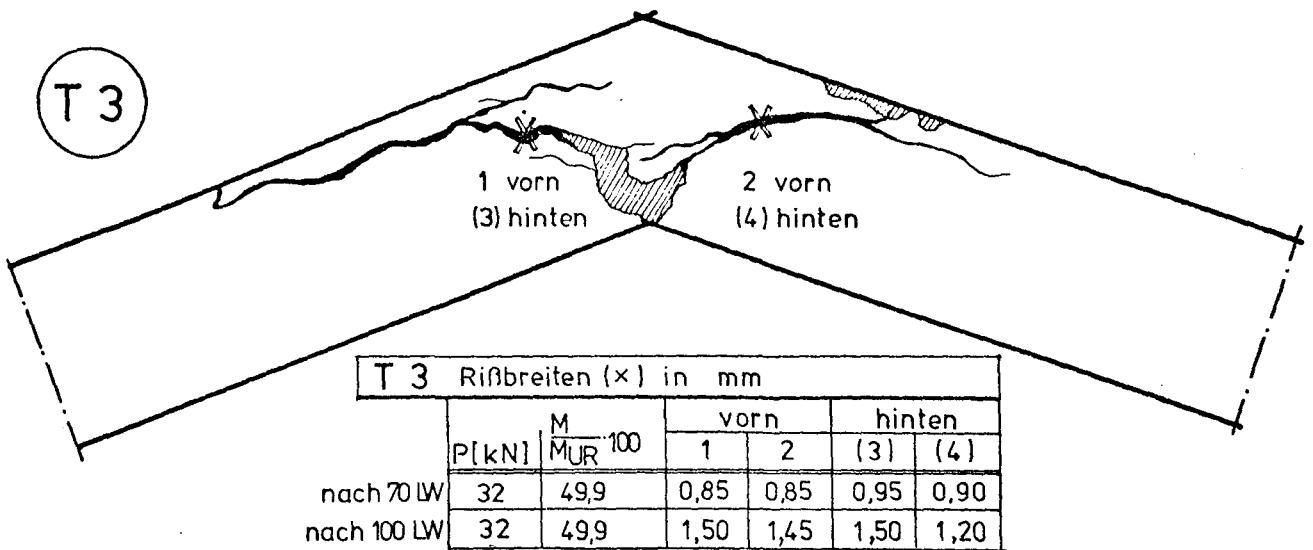
Rißabstände

T 1

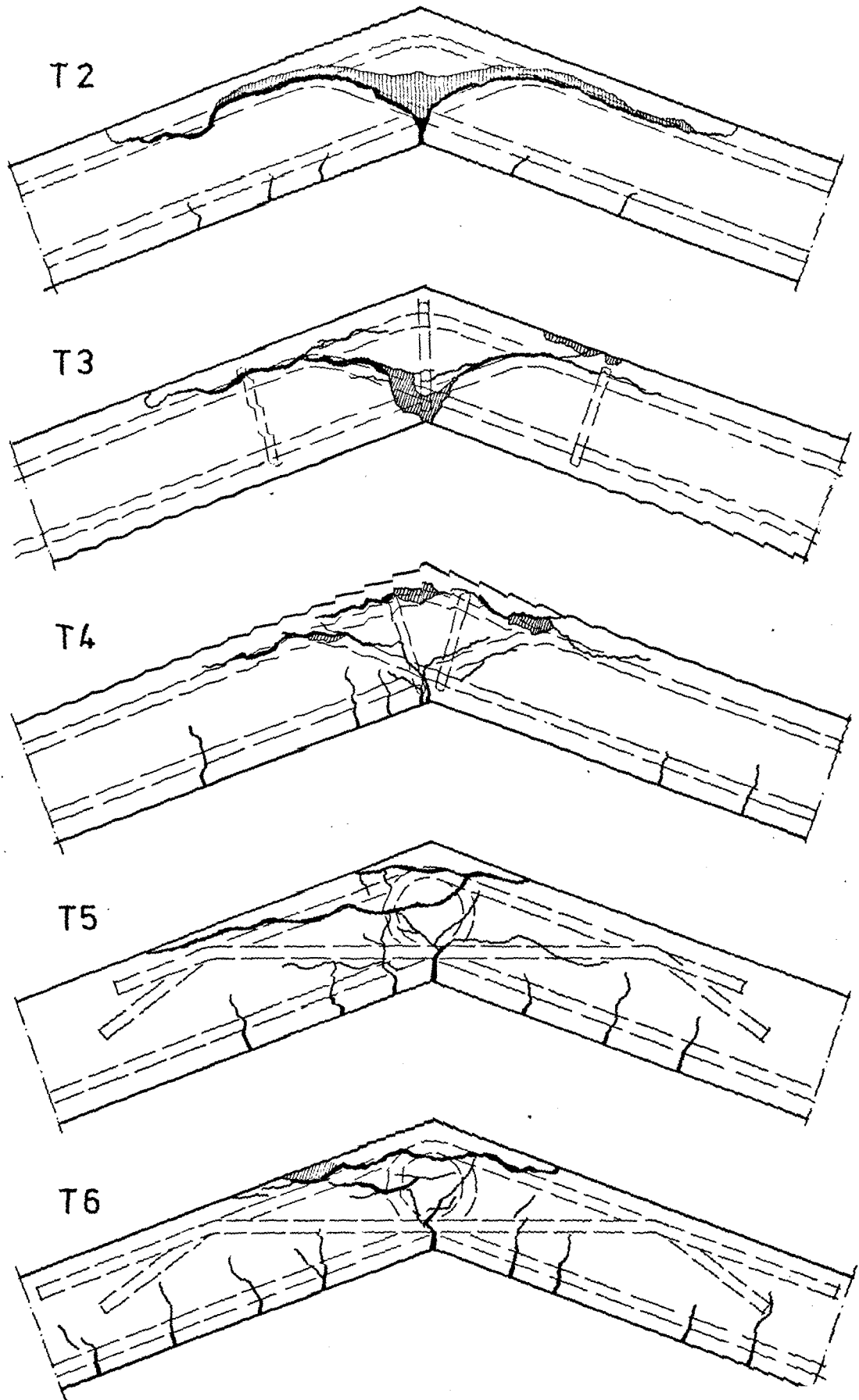


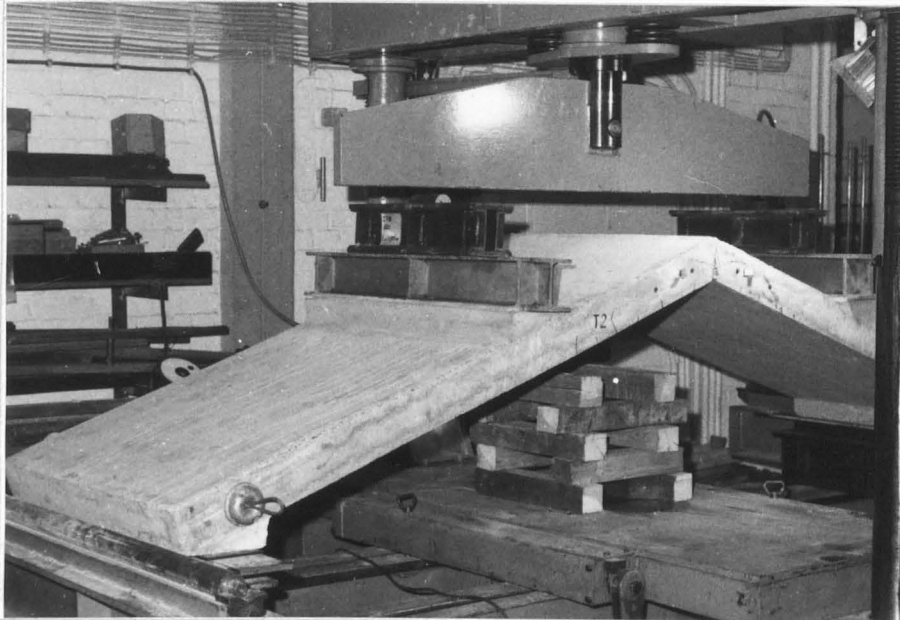
T 4



Rißbreiten der Querrisse

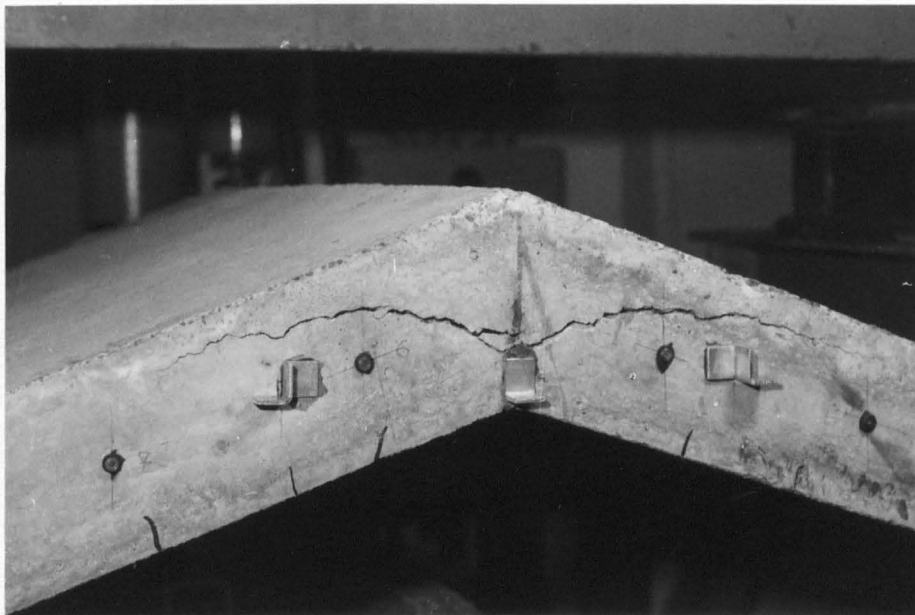
Rißbilder im Bruchzustand





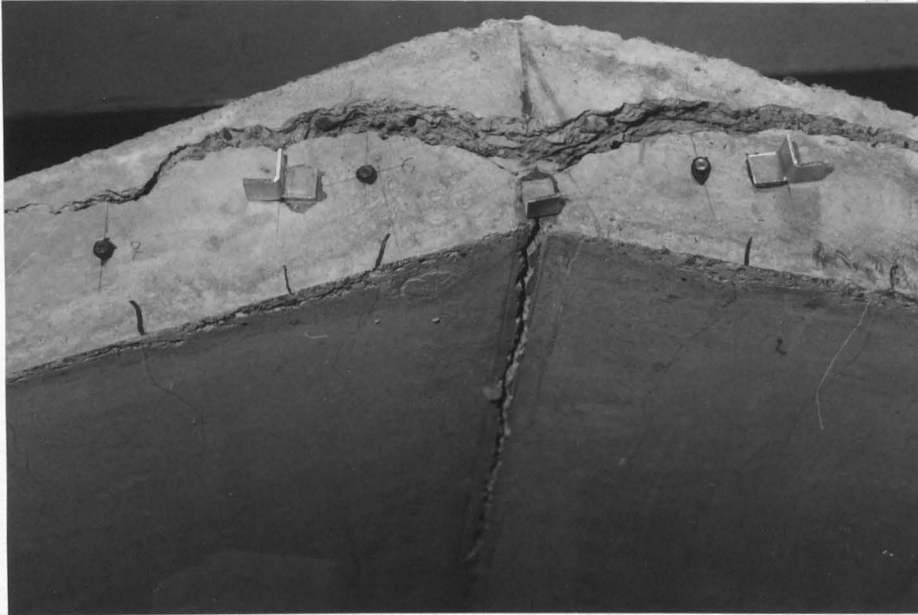
T2

Versuchs-
aufbau

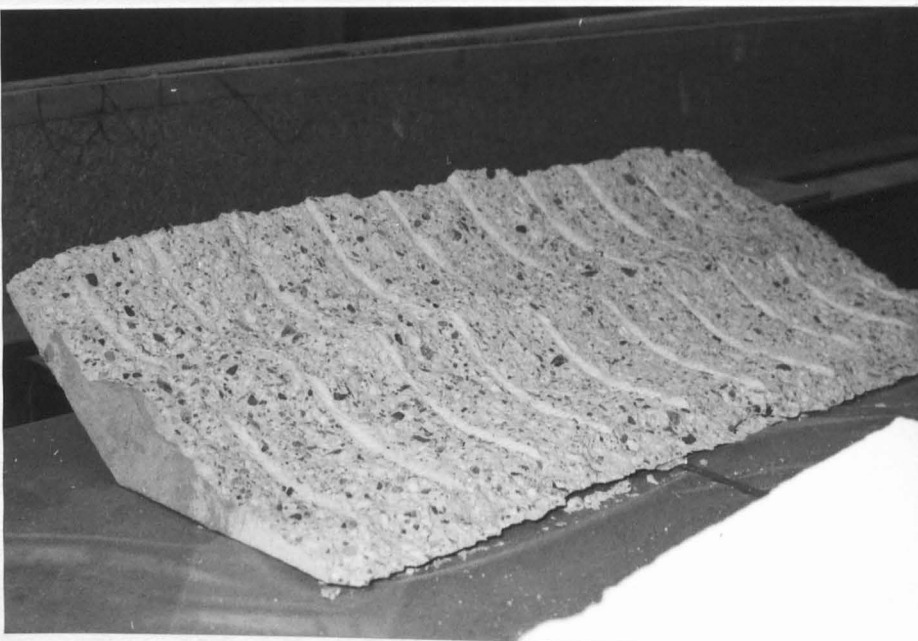


Bruch-
zustand

T2

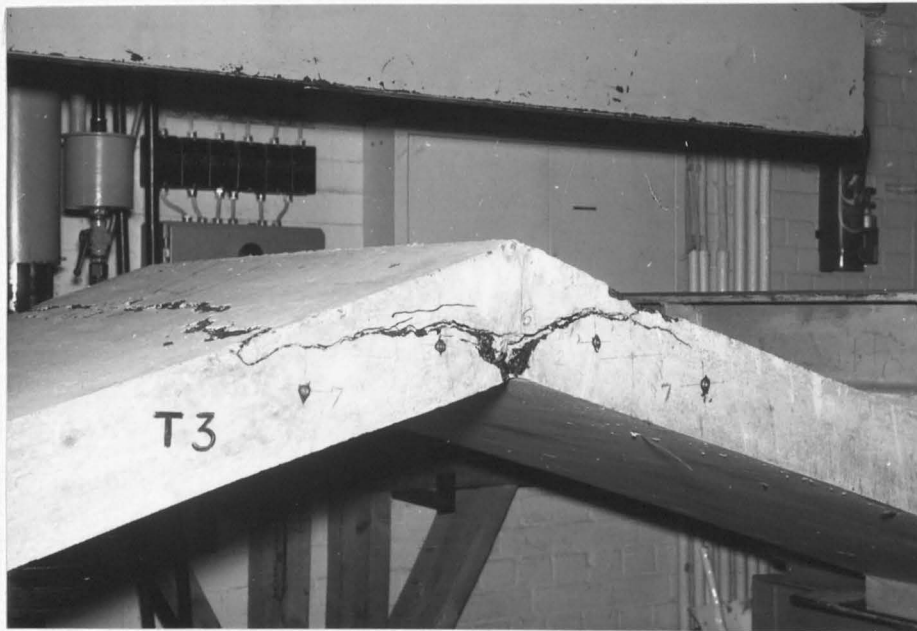


Bruch-
zustand



abgesprengte
äußere Ecke

T3



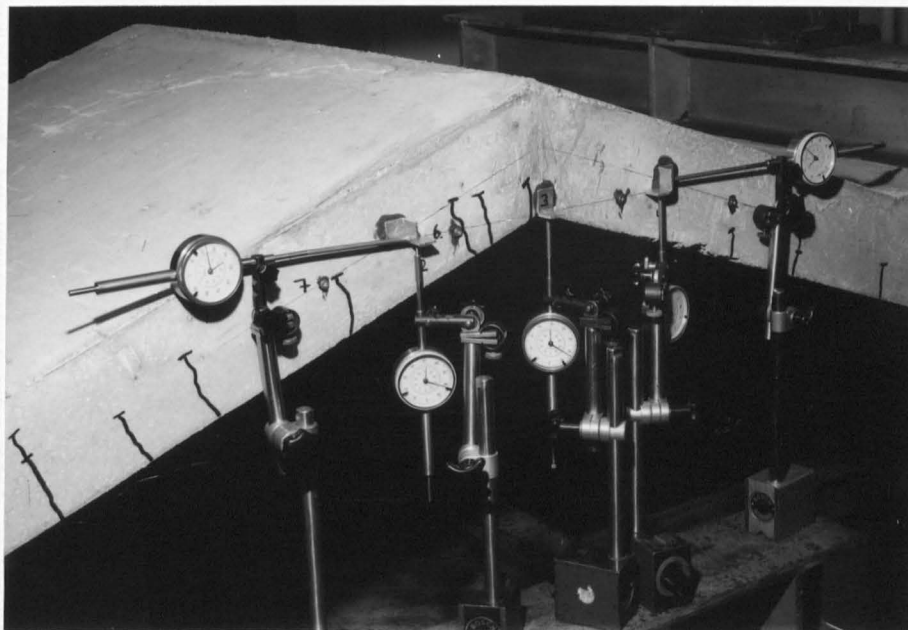
Versuchs -
aufbau





T4

Bewehrungsführg.



Rißbild

$P = 25 \text{ kN}$

$\frac{M}{M_{u,R}} \cdot 100 = 42,7 \%$



Rißbild

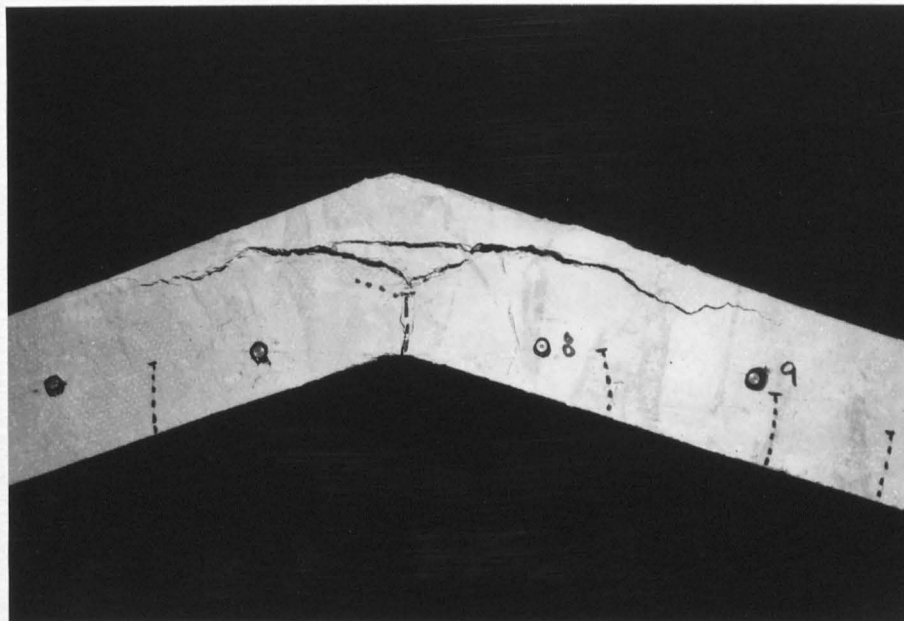
$P = 40 \text{ kN}$

$\frac{M}{M_{u,R}} \cdot 100 = 62,2 \%$

T4



Bruchbild
Vorderseite (beim
Betonieren oben)

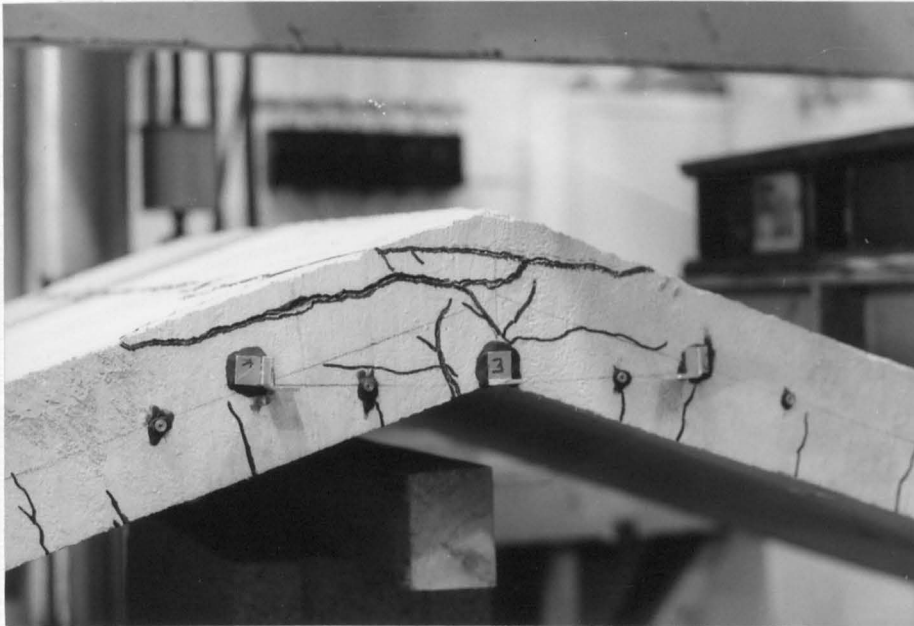


Bruchbild
Hinterseite (beim
Betonieren unten)

T5

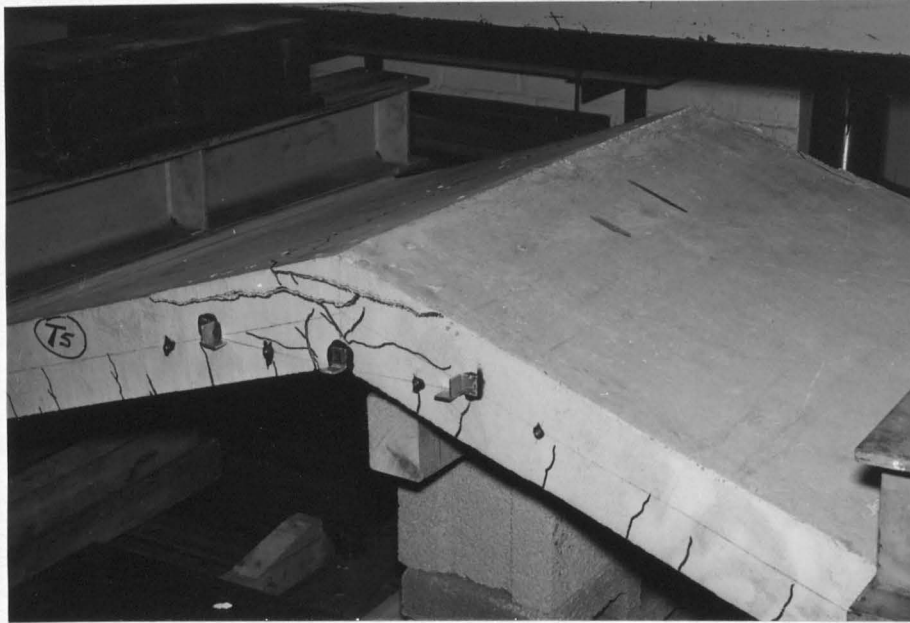


Bewehrungs-
führung

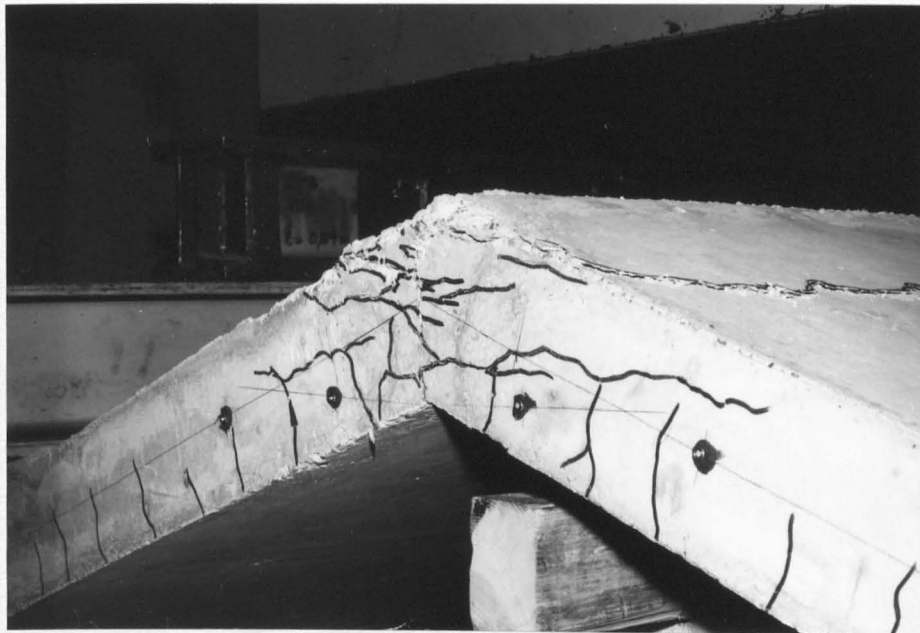


Bruchbild
Vorderseite (beim
Betonieren oben)

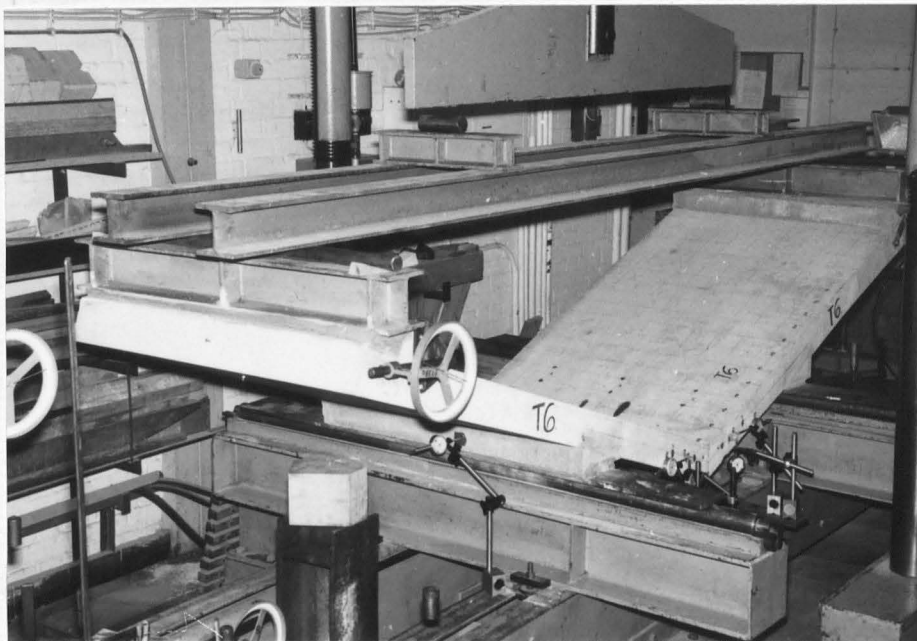




T5



Bruchzustand
Hinterseite
(beim Betonieren
unten)

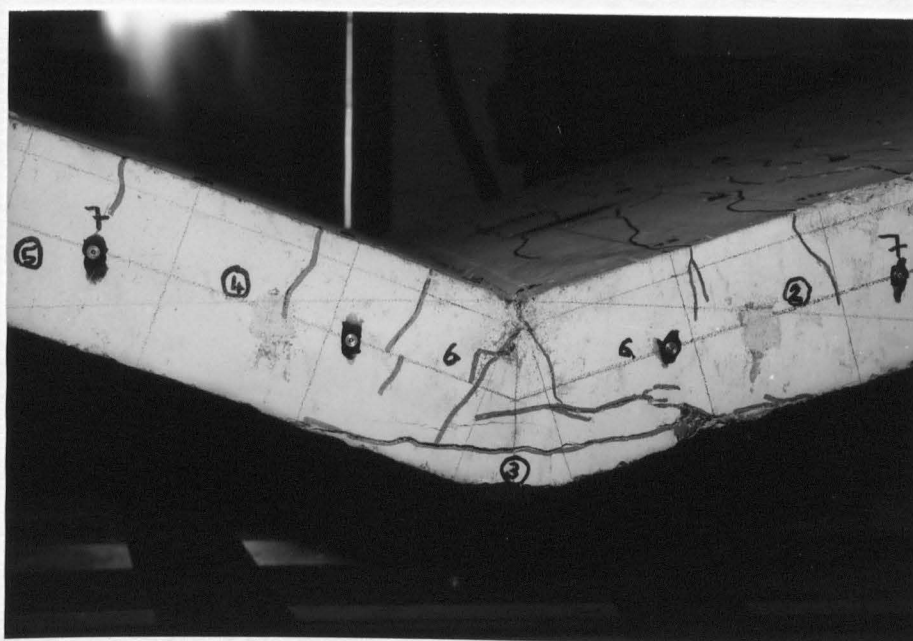


T6

Versuchsaufbau

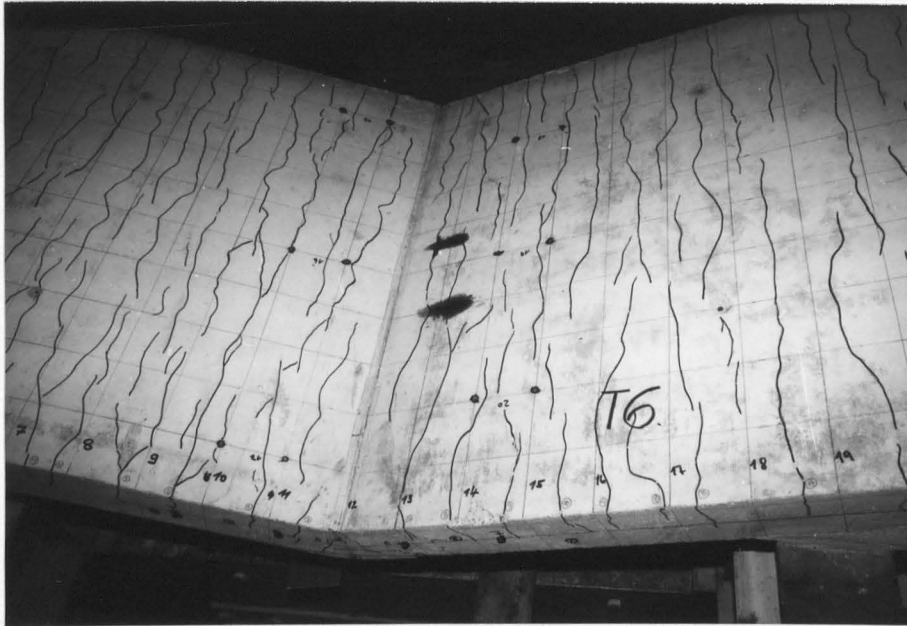


*Bewehrungs-
führung*

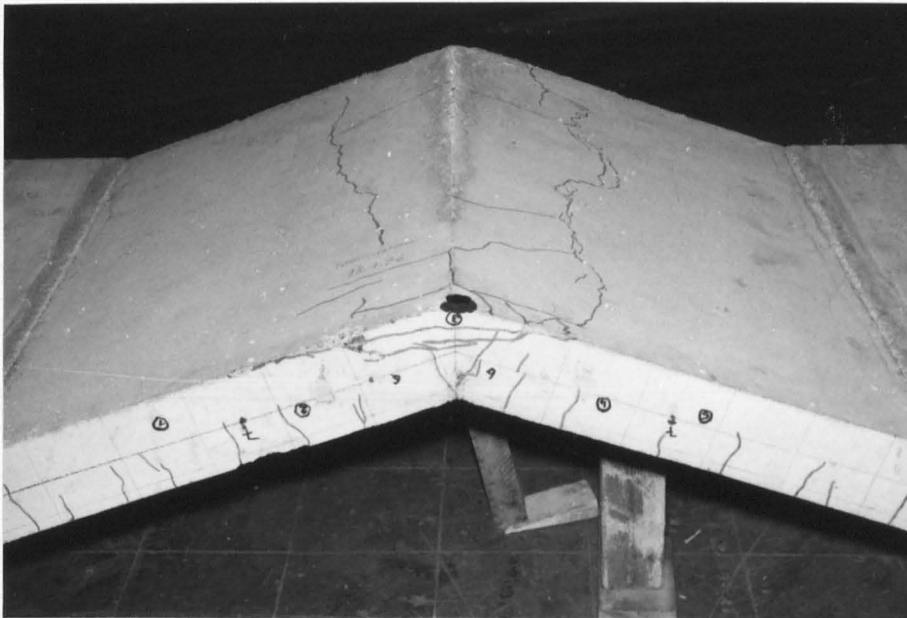


*Bruchbild
Vorderseite
(beim Betonieren
oben)*

T6



*Innenseite
(Zugzone)*



*Bruchbild
Hinterseite
(beim Betonieren
unten)*

